

3次元数値波動解析法と構造物周辺 の津波流動への適用

(Numerical Methods for Three Dimensional Wave Fields and their
Applications to Tsunami Flows around Coastal Structures)

2017年3月

石本 健治

目 次

第 1 章 序論	1
1.1 研究の背景と目的	1
1.2 研究の概要	5
第 2 章 数値波動水路モデルの概説.....	7
2.1 CADMAS-SURF	7
2.1.1 CADMAS-SURF の概要	7
2.1.2 CADMAS-SURF/3D の基礎方程式.....	9
2.2 OpenFOAM.....	13
2.2.1 OpenFOAM の概要.....	13
2.2.2 OpenFOAM の基礎方程式.....	14
2.3 本章のまとめ	17
第 3 章 水理模型実験による 3 次元流動場の研究	19
3.1 実験装置.....	19
3.2 実験方法.....	23
3.3 実験結果および考察.....	25
3.3.1 正方形断面防波堤を越流状況に関する実験結果	25
3.3.2 台形断面防波堤を越流状況に関する実験結果	29
3.4 本章のまとめ	32
第 4 章 数値波動水路と水理模型実験の比較	33
4.1 CADMAS-SURF との比較研究.....	33
4.1.1 CADMAS-SURF/3D での解析の概要	33
4.1.2 実験結果と数値解析結果の比較	33
4.1.3 2次元解析結果と 3次元解析結果の比較	38
4.1.4 本節のまとめ.....	41
4.2 OpenFOAM との比較研究	42
4.2.1 OpenFOAM 解析の概要	42
4.2.2 防波堤の越流状況に関する水理模型実験と数値解析結果の比較	45
4.2.3 OpenFOAM による防波堤模型周辺の流動の詳細計算	49
4.2.4 本節のまとめ.....	54

第 5 章 数値波動水路モデルの実構造物への応用	55
5.1 海岸護岸での CADMAS-SURF の適用事例	55
5.1.1 目的と背景	55
5.1.2 二重パラペット型護岸の特徴	57
5.1.3 CS2D による越波流量解析	58
5.1.4 水理模型実験による越波低減効果の検討	61
5.1.5 実験を踏まえた護岸断面の検討	63
5.1.6 他の区間への適用	64
5.1.7 本節のまとめ	67
5.2 OpenFOAM を用いた防潮堤を越流する津波の計算事例	68
5.2.1 目的と背景	68
5.2.2 検討対象の防潮堤および解析条件	69
5.2.3 防潮堤の倒壊挙動の検討	70
5.2.4 防潮堤の倒壊の表現法	74
5.2.5 防潮堤の倒壊を考慮した検討	75
5.2.6 本節のまとめ	78
第 6 章 結論	79
参考文献	84
謝辞	88

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

近年，台風，地震，津波などによる自然災害が多発しており，土木構造物の被害も多くなってきている．また，国土開発が進むにつれて，構造物の建設位置が自然環境の厳しい箇所に設定される事例も増えている．このような中，構造物の安全性を確保するための設計分野において，構造物に作用する自然の外力を適切に評価することは重要となっている．

著者が専門とする港湾・海岸分野では，2011年に発生した東北地方太平洋沖地震で発生した未曾有の大規模な津波が防波堤や防潮堤などの構造物に來襲した時の映像が多く記録されている．写真 1.1 のように構造物の周辺での津波の流れは複雑な流動場となることがわかる．しかし，現状では施設の安全性を検討する場合において，このような 3 次元的な流動特性を十分に考慮できているとは言えない．安全安心な暮らしのための国土強靱化の一部として，津波の氾濫流の拡がりや建物への流体力，台風等の波浪による波圧力等を解明することは，きわめて重要な課題である．



写真 1.1 東北地方太平洋沖地震による構造物周辺の津波の流況
(釜石市民撮影動画より：<https://goo.gl/3fYJnY>)

波や流れが作用する代表的な構造物である港湾構造物の技術基準“港湾の施設の技術上の基準・同解説（2007）”（以降、技術基準と示す）は、平成19年の改定において図1.1に示すような性能設計の体系となった。性能設計とは、その施設の要求する性能を満足すれば、性能を評価する手法の選択は設計者に委ねるという設計法である。

例えば、港湾の防波堤の供用期間において背後への波高伝達を許容値以下とすることが目的であり、天端高を下げないことが要求する性能となる。その性能さえ満足すれば、たとえ防波堤全体が少し動いたとしても破壊に至らなければ性能には問題ないという考え方である。そのためには施設が破壊しないことを証明する必要がある。

港湾施設と類似した沿岸施設である海岸構造物の多くも、同基準に準拠した設計が行われており、港湾・海岸構造物の設計を行うにあたって、適切な性能評価手法による設計を行うことが重要な課題となっている。

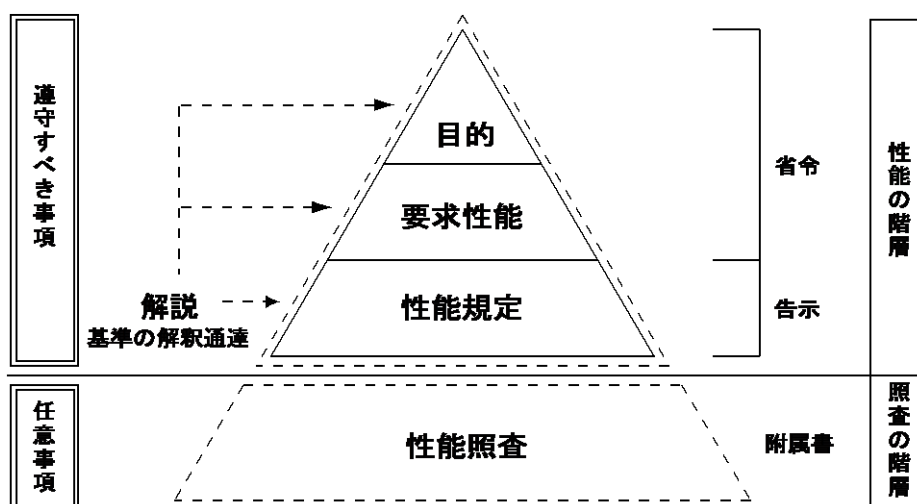


図 1.1 性能設計体系における性能の階層と性能照査の位置づけ

現在も多くの港湾・海岸構造物の設計では、波や流れの作用は、過去の実験や経験に基づいて定式化され、技術基準に掲載されている合田波圧式（図1.2）のような手法に基づいて実施している。しかし、性能を照査するための波圧作用などを適切に評価可能な手法があれば、他の方法を用いても良いということになっている。

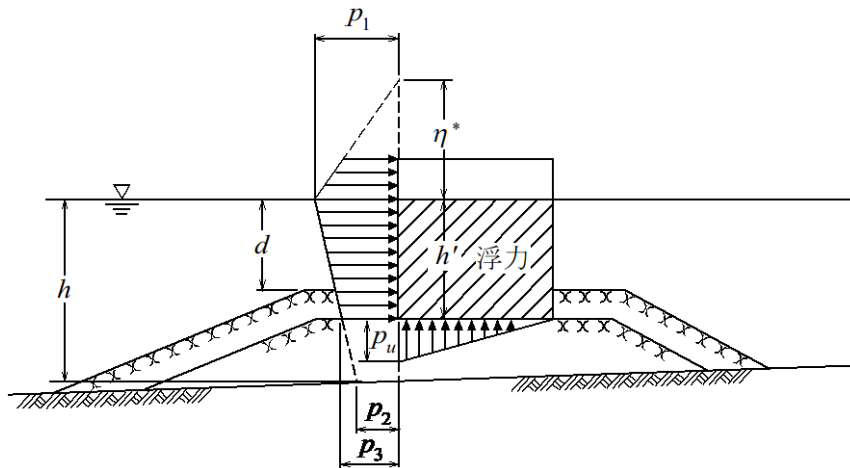


図 1.2 合田波圧式により求まる波圧分布イメージ
(技術基準 p.190)

また、近年は構造物周辺における数値解析分野の研究の進歩が進んでおり、例えば、著者が解析を行った事例（図 1.3）のように地震に対する動的変形解析などは、検討の考え方や解析モデル（FLIP 等）が準備され、耐震設計や海岸施設の防災対策などの設計実務に使われている。これは、1995年に発生した兵庫県南部地震による多くの港湾施設被害が契機となり、急速に解析モデル（FLIP）の開発が進むことになった。開発モデルの妥当性については、実際の被害との再現計算や振動台実験との比較検討が実施されて、実用化に向けての高度化が図られた。現在は、この解析モデルを用いて構造物の地震時の変形量を予測することが可能となり、許容変形量を用いた岸壁の耐震設計や、津波に先行する地震に対する防波堤の沈下量予測と津波作用に対する粘り強い化の検討などが行われている。

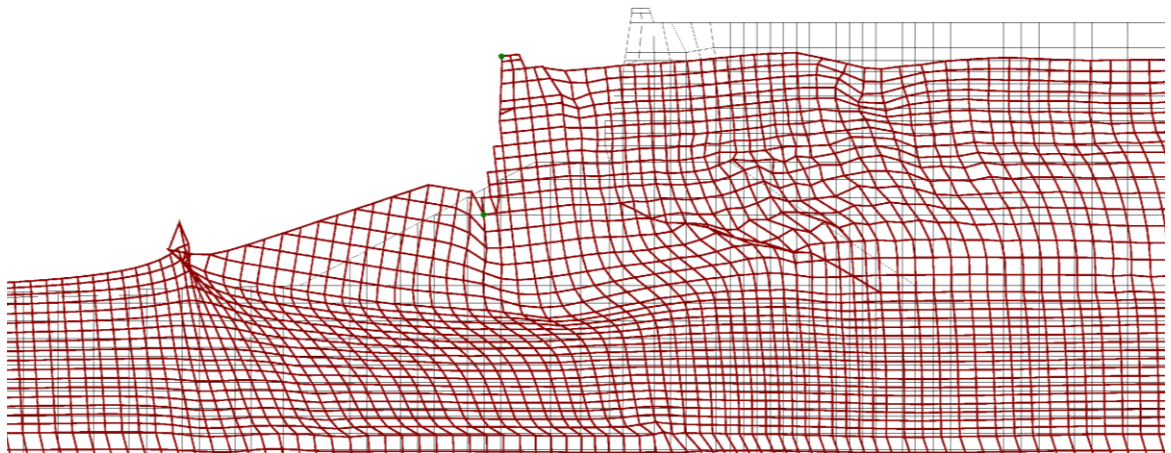


図 1.3 港湾護岸構造物に対する地震時の変形解析例

一方、波や流れの防波堤への作用等についても数値解析で表現することも可能となってきたが、構造物周辺の複雑な波や流れの場の解析については、実現象や水理模型実験などとの比較研究が十分とは言えないことから、数値解析から求まる作用をそのまま構造物の設計分野に適用することが難しい状況である。

このような波や流れ等による作用が適切に評価可能となれば、構造物の安定性を照査するための解析として、例えば、防波堤等の変形に対しては、運動量方程式を解く方法による変形量を簡便に求める方法や、FEM解析や個別要素法等との連成解析を行うことも可能となり、防波堤等の構造物の破壊や安全性を直接的に評価することで、効果的・効率的な設計を行う事が可能となる。

図 1.4 は、その基本的な考え方を示したものである。

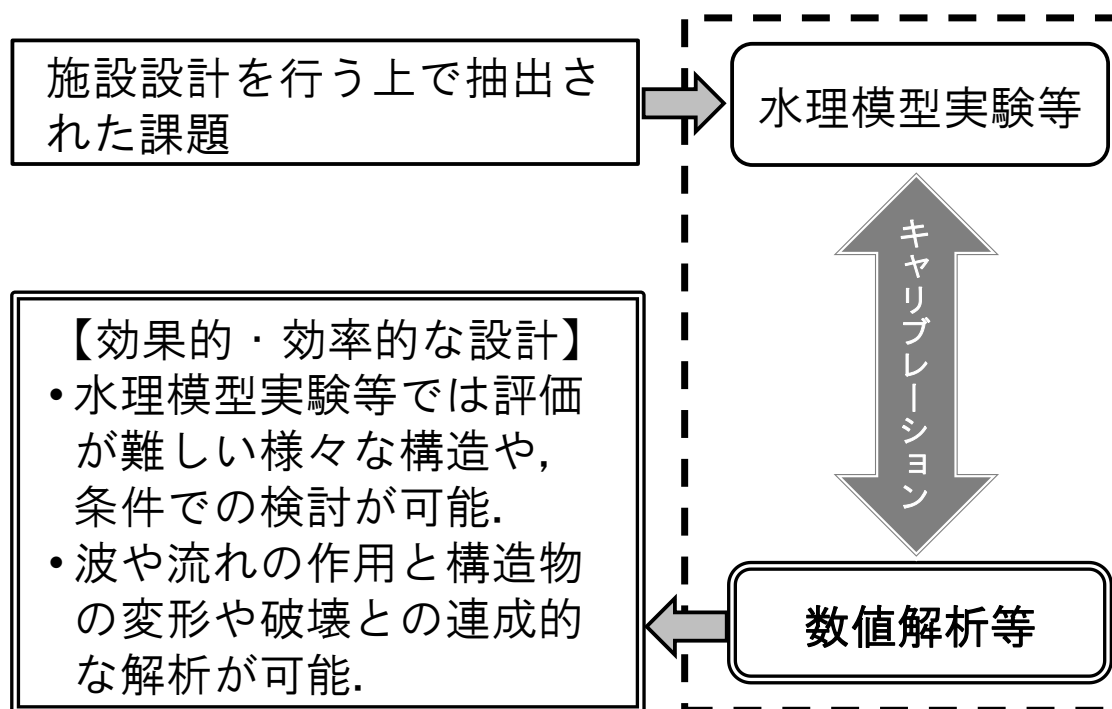


図 1.4 数値解析を活用した効果的・効率的な設計の基本的考え方

以上のように、2011年の津波による大規模災害を教訓とした新たな技術課題への対応の要請、港湾構造物設計法の仕様設計から性能設計への転換という大きな動きを背景として、本研究は、津波による構造物周辺の3次元流れについて水理模型実験と数値解析を用いて検討し、先進的な数値解析技術がどの程度複雑な流動場の特徴を解明でき、効果的・効率的な設計に実用できるかを解明することを目的とするものである。

1.2 研究の概要

防波堤や防潮堤等の沿岸構造物に作用する波や流れによる流体力に関する数値解析は、従来は 2 次元の断面水理模型実験結果との検証を並行させながら研究が進められてきた。その後、それらの研究成果の蓄積により数値解析技術の信頼性が高まると、断面 2 次元であれば複雑な構造形式であっても適用できる数値解析モデルが開発され、構造物への作用の算定や設計に一部の成果が用いられている。しかし、実際の波や流れは 1.1 で述べたように平面的にも複雑な現象であり、3 次元的な挙動の解析への適用には課題が多く残されている。

この課題を 3 次元の水理模型実験や数値解析モデルで解明しようとした研究は数少なく、3 次元の津波流れに対する数値解析研究としては、近藤ら (2009)、大家ら (2014)、有光ら (2012) が 2.1 で概説する CADMAS-SURF/3D を、川崎ら (2013)、Higuera (2013)、高島ら (2015) が 2.2 で概説する OpenFOAM を用いた研究結果を報告している。これらの研究では 3 次元水理実験との比較検証を行っているものもあるが、個別の流動状況に限られており、数値解析手法の 3 次元流れに対する一般的な適用性の確認は十分とは言えない。

こうした水理実験や数値解析が持つ現象解明力は、津波の構造物との衝突状況、砕波状況など、流れの複雑さ・変動の激しさによって異なると判断される。したがって、さまざまな 3 次元流れの状況に対して、実験結果と数値解析結果との比較検討を積み上げていくことが現象解明に必要である。

その結果、構造物に作用する流体力や流れ、越波・越流などの流体運動がより高精度に解明されることで、効果的・効率的な構造物の設計が可能となると考える。また、構造物の移動過程・破壊過程も含めた波・流れによる作用力の時刻歴を解析し、重力式防波堤の滑動や転倒のような構造物全体の安定性や、コンクリート部材などの安全性について連成解析を行うことが目指すべき最終的な目標であると言える。

そのために本研究では、課題としている 3 次元的な津波流れの挙動について、現在の最先端の数値解析技術が実現象をどの程度詳細に再現できるのかを、平面水槽実験の結果との比較・検討を通じて解明することが必要であると考え、研究を実施した。

本論文では、本章を含めて6つの章から構成されている。各章の内容を以下に示す。

本章は、序論であり、研究の背景と目的及び研究の概要を示している。

第2章では、本研究で使用した3次元流動場の数値解析モデルとして用いたCADMAS-SURF/3DとOpenFOAMについて、それぞれの概説と基礎方程式について紹介する。

第3章では、鹿児島大学の平面実験水槽内に導入された津波造波装置を用いて、構造物周辺の3次元流動の特性解明を目的とした水理模型実験の結果を示す。

第4章では、水理模型実験と同じ構造物・波浪条件で数値波動水路(CADMAS-SURF/3DやOpenFOAM)による流動解析を実施し、両者の比較検討を行い、その適用性について考察する。

第5章では、実際の構造物の設計等に対する数値モデルの適用性として、海岸護岸の設計にCADMAS-SURFを用いた越波流量算定の応用と、防潮堤への津波作用に対してOpenFOAMを用いた流れの作用について試検討を実施した例を紹介する。

第6章では、本研究全体のとりまとめを行い、得られた主要な結論を示す。

第2章 数値波動水路モデルの概説

2.1 CADMAS-SURF

2.1.1 CADMAS-SURF の概要

CADMAS-SURF は、港湾施設や海岸施設などの沿岸構造物の耐波設計に特化して開発された数値解析モデルである。

CADMAS-SURF では、非圧縮性流体に対する連続式およびポーラスモデルに基づいて拡張された Navier-Stokes 方程式を基礎式としている。気体と流体、更にもその境界となる自由表面の取り扱いについては、汎用性の高い VOF 法 (Volume Of Fluid) を採用している。図 2.1 に示すように VOF 関数の移流方程式を donor-acceptor 法によって解くことによって、高精度な自由表面の解析を行うことを可能としている。

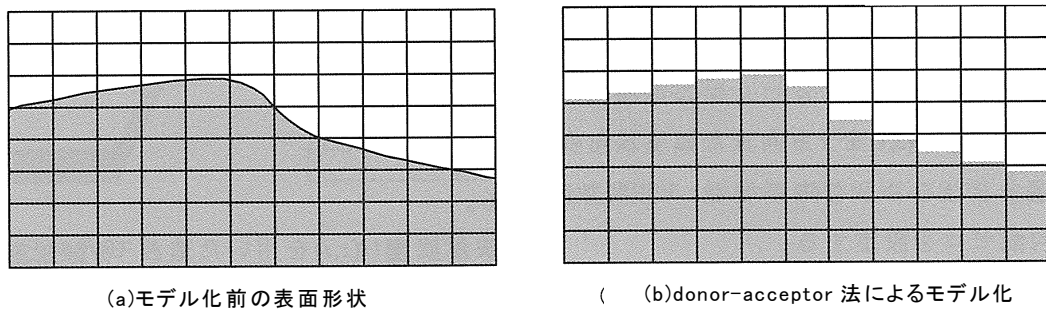


図 2.1 VOF 法による自由表面のモデル化概念図

図 2.2 に示すように、VOF 関数 F は 2 相流解析等で用いられるボイド率とは異なり、自由表面をシャープに表現するための関数であり、その移流方程式の離散化にあたって、表面がぼやけないために特別に工夫されたドナー・アクセプタ法が用いられている。

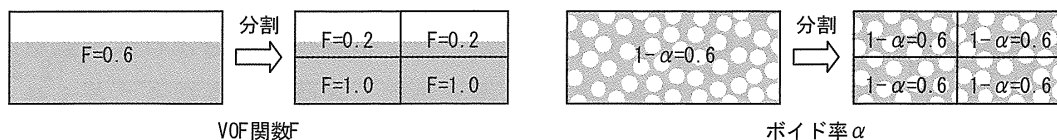


図 2.2 VOF 関数 F とボイド率 α との差異

これらの基礎方程式による沿岸構造物への適用の特化に際し、まず、水中に没した潜水構造物への VOF 法の適用が検討され、水位変動、流速、圧力変動など解析可能となった。また、ポーラスモデルを用いた VOF 法が構築されたことにより、空隙をもつ構造物である消波護岸の越波状況の解析への適用が検討された。

その結果、護岸や防波堤などの多くの沿岸構造物への適用が可能となり、沿岸構造物の耐波設計に特化した数値モデルの開発に至ったものである。その後、CADMAS-SURF の公開後は、更に VOF 法を用いた検討がなされ、波の伝播、越波、波～構造物あるいは、波～構造物～地盤の相互干渉等の現象解明に多く使われている。

CADMAS-SRUF では、造波モデルとして、造波境界と造波ソースの 2 つを使用することが可能であり、更にその造波関数として、以下の 4 つの方法を用いることで、多様な波形を造波することが出来る。

- ・ ストークス波第 5 次近似解
- ・ クノイド波第 3 次近似解
- ・ 流れ関数法 B による数値解
- ・ マトリクスデータ（任意波形）

造波した波は地形や構造物により反射や浅水変形等が起こることになるが、現象解明に用いることが可能な波が安定に形成されるまでには長時間の解析が必要となる。その場合、対象とする解析領域以外での反射の影響を抑えるために、解析領域の両端の影響を極力抑えるモデル（無反射モデル）が必要となる。CADMAS-SURF には、その無反射モデルとして、Sommerfeld の放射境界と、エネルギー減衰帯による方法がある。本研究ではエネルギー減衰帯による方法を用いており、1 波長から 3 波長程度の領域を解析領域の外側にセットして波のエネルギーを徐々に減衰させることで無反射を実現するものである。このため、計算領域を余分に必要とするが、様々な波形に対して適用可能であり、かつ、安定な計算結果が得易いという利点がある。

また、乱流モデルには、実用性が高く様々な分野で用いられている高 Re 型 $k-\epsilon$ 2 方程式モデルを用いている。

CADMAS-SURF では、2次元と3次元を取り扱うことが可能であり、津波による3次元的な複雑な越流現象を確認するためには3次元モデルを用いることが必要であるため、次項では3次元の数値モデルについて述べる。

2.1.2 CADMAS-SURF/3D の基礎方程式

(1) 3次元非圧縮性流体の基礎方程式

本項では、CADMAS-SURF/3D（以降、CS3Dと示す）で採用している3次元非圧縮性流体の基礎方程式、自由表面解析モデルおよび造波モデル等の解析モデルについて述べる。

海底地形や透過性消波構造物等の複雑な形状を取り扱うため、CS3Dの基礎方程式は、先述のとおり3次元非圧縮性粘性流体を対象とした連続式およびNavier-Stokes方程式をポーラスモデル（榊山ら、1990）に基づいて拡張した式である。

・連続式

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = \gamma_v S_p \quad (2.1-1)$$

・Navier-Stokes方程式

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y vu}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} &= \frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v_e \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - \gamma_v D_x u - R_x + \gamma_v S_u \end{aligned} \quad (2.1-2)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uv}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y vv}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z wv}{\partial z} &= -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v_e \left(2 \frac{\partial v}{\partial y} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left(\frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right) \right\} - \gamma_v D_y v - R_y + \gamma_v S_v \end{aligned} \quad (2.1-3)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_y vw}{\partial y} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} &= -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial \rho}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x v_e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) \right\} \\ &+ \frac{\partial}{\partial y} \left\{ \gamma_y v_e \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right) \right\} + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z v_e \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - \gamma_v D_z w - R_z + \gamma_v S_w - \frac{\gamma_v \rho^* g}{\rho} \end{aligned} \quad (2.1-4)$$

ここで、 t ：時間、 x, y ：水平方向座標、 z ：鉛直方向座標、 u, v, w ： x, y, z 方向の流速成分、 ρ ：規準密度、 ρ^* ：浮力を考慮する密度、 p ：圧力、 v_e ：分子動粘性係数 ν と渦動粘性係数 ν_t の和、 g ：重力加速度、 γ_v ：空隙率、 $\gamma_x, \gamma_y, \gamma_z$ ： x, y, z 方向の面積透過率である。

$\lambda_v, \lambda_x, \lambda_y, \lambda_z$ は C_M を慣性力係数とすれば次のように表され、右辺第2項が構造物から受ける慣性力の効果である。

$$\begin{aligned}
 \lambda_v &= \gamma_v + (1 - \gamma_v) C_M \\
 \lambda_x &= \gamma_x + (1 - \gamma_x) C_M \\
 \lambda_y &= \gamma_y + (1 - \gamma_y) C_M \\
 \lambda_z &= \gamma_z + (1 - \gamma_z) C_M
 \end{aligned}
 \tag{2.1-5}$$

D_x, D_y, D_z はエネルギー減衰帯のための係数, S_ρ, S_u, S_v, S_w は造波ソースのためのソース項である. また, C_D を抵抗係数として多孔質体からの抵抗力 R_x, R_y, R_z は, 次のように流速の 2 乗に比例する形でモデル化されたものである.

$$\begin{aligned}
 R_x &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + v^2 + w^2} \\
 R_y &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta y} (1 - \gamma_y) v \sqrt{u^2 + v^2 + w^2} \\
 R_z &= \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + v^2 + w^2}
 \end{aligned}
 \tag{2.1-6}$$

ここで, $\Delta x, \Delta y, \Delta z$ は x, y, z 方向の格子間隔である.

(2) 自由表面解析モデル (VOF 法)

VOF 法は, 流体か否かを表す関数を計算セル毎に平均化した VOF 関数 F の移流方程式と, 表面の向きを逐次的に計算することにより, 自由表面の挙動を解析するものである. ポーラスモデルに基づく VOF 関数 F の移流方程式は以下の通りである.

$$\gamma_v \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_y v F}{\partial y} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = \gamma_v S_F
 \tag{2.1-7}$$

ここで, S_F は造波のためのソース項である.

(3) 無反射モデル

構造物の反射波や浅水変形等が安定に形成されるまでには長時間の解析が必要となる. この場合に用いるモデルとして, CS3Dでは, 無反射モ

デルとして以下の2つが採用されている.

1) Sommerfeld の放射境界

$$\frac{\partial f}{\partial t} + C \frac{\partial f}{\partial x} = 0, \text{ または, } \frac{\partial f}{\partial t} + C \frac{\partial f}{\partial y} = 0 \quad (2.1-8)$$

ここで, f は流速等の物理量, C は波速である. なお, 波速 C には微小振幅波の波速を用いる.

2) エネルギー減衰帯

CS3Dではエネルギー減衰帯として, 式(2.2-2)から式(2.2-4)の Navier-Stokes方程式に, 以下に示す流速に比例する減衰項Ericら(1993)を付加した.

・ x 方向流速の減衰項 = $-D_x u$

$$D_x = \theta_{xy} \sqrt{\frac{g}{h}} (N + 1) \left(\frac{\max(|x-x_0|, |y-y_0|)}{l} \right)^N \quad (2.1-9)$$

・ y 方向流速の減衰項 = $-D_y v$

$$D_y = \theta_{xy} \sqrt{\frac{g}{h}} (N + 1) \left(\frac{\max(|x-x_0|, |y-y_0|)}{l} \right)^N \quad (2.1-10)$$

・ z 方向流速の減衰項 = $-D_z w$

$$D_z = \theta_z \sqrt{\frac{g}{h}} (N + 1) \left(\frac{\max(|x-x_0|, |y-y_0|)}{l} \right)^N \quad (2.1-11)$$

ここで, h は水深, l と x_0 (または y_0)はエネルギー減衰帯の広さと開始位置, N は分布関数の次数, θ_{xy} と θ_s , は無次元の係数である.

図 2.3はモデル領域に対するエネルギー減衰帯の設定イメージであり, 解析したいモデルの境界を拡張する形で任意に設定する.

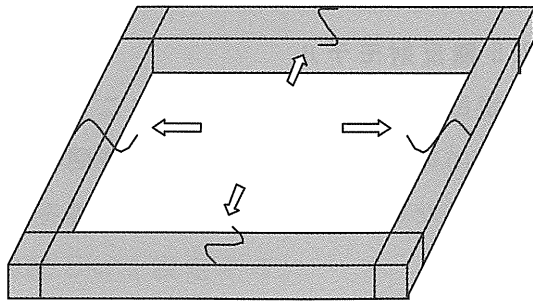


図 2.3 エネルギー減衰帯の設定イメージ

2.2 OpenFOAM

2.2.1 OpenFOAM の概要

OpenFOAM (Open source Field Operation And Manipulation) は、英国 Imperial College で開発された、オープンソースの数値流体力学 (CFD: Computational Fluid Dynamics) ツールボックスである。OpenFOAM は流体解析ソルバーとして注目されているが、それ自体は有限体積法を中心とするプログラミング言語 C++ で開発された偏微分方程式ソルバー開発用のクラスライブラリーとそれによって作られたソルバー群、ツール群で構成される(オープン CAE 学会, 2016) OpenFOAM は狭い意味の流体力学に限らず、化学反応、電磁流体運動、燃焼、等々の問題解決の応用できるライブラリー・コード群である。

流体力学への応用に限ると、3次元 Navier-Stokes(3D-NS)流れのソルバーが対象となる。OpenFOAM は、有限体積法に基づくため、その中にメッシュ形成、境界条件設定、メッシュ分解、データサンプルなどの前処理、後処理のプログラムを備えている。並列計算への対応、セットアップの簡素化、最適メッシュ形成など数値解析のハンドリング面でも使いやすい形で整備されている。前述の様に、OpenFOAM は無料で使い、C++ で記述したライブラリー・コードはユーザーにとってブラックボックスではなく、自由に修正・改良ができることが、大きな利点である。

海岸工学分野での活用について見れば、自由表面を持つ 3次元流れが対象となるので、自由表面を VOF 関数で表すことになる。海面波の運動を記述するには 3次元レイノルズ平均 NS 方程式 (RANS) を、有限体積法と VOF 関数を導入して解く interFOAM というソルバーが用いられる。自由表面を持つ海面波動、さらには海面波が構造物を越流する場合には、多くの数値解析手法が大気と水の界面、構造物界面のセル・カッティングに伴う計算不安定性に脆弱性を有している。OpenFOAM の基本設計に基づく interFOAM においては適合格子法 (Adaptive Mesh Method) を採用しているため、計算の頑健性を持つことが特徴である。また $k-\epsilon$, $k-\epsilon$ SST, LES といった乱流計算モデルも interFOAM 内でサポートされている。

海岸工学における OpenFOAM の適用に関する研究の歴史はごく新しい。Higuera ら(2013,a)は、OpenFOAM によって波の 3次元伝搬を再現するために不可欠な、造波境界と反射境界の取り扱いについて検討し、計

算境界において波を反射させることなく通過させるアクティブ消波を **interFOAM** に組み込む手法を提案した。提案手法は、3次元の多方向不規則波の造波に対しても計算領域内の無反射の実現に高い精度を持つことを示した。また実験結果との比較も示し、彼らの提案手法の妥当性を確認している(Higuera ら, 2013b)。

2.2.2 OpenFOAM の基礎方程式

OpenFOAM の **interFOAM** ソルバーの基礎式は、気液 2 層を非圧縮流体とした 3 次元 RANS 方程式で、VOF 法に基づく自由表面の追跡を含むものである。ベクトルで記述すると連続式は次式となる。

$$\nabla \cdot \mathbf{U} = 0 \quad (2.2-1)$$

ここで、 \mathbf{U} は速度ベクトルである。

運動方程式は次式となる。

$$\frac{\partial \rho \mathbf{U}}{\partial t} + \nabla \cdot (\rho \mathbf{U} \mathbf{U}) - \nabla \cdot (\mu_{eff} \nabla \mathbf{U}) = -\nabla p^* - \mathbf{g} X \nabla \rho + \nabla \mathbf{U} \cdot \nabla \mu_{eff} + \sigma \kappa \nabla \alpha \quad (2.2-2)$$

ここに、 $\mu_{eff} = \mu + \rho \nu_{turb}$ は有効動粘性、 p^* は擬似動圧、 \mathbf{X} は位置ベクトルである。右辺最終項は表面張力項(σ は表面張力係数)、 $\kappa = \nabla(\nabla \alpha_1 / |\nabla \alpha_1|)$

は界面の曲率を示す。

気液界面のセルでは **phase function** α を導入する。 α はセルが 100% 水で満たされておれば 1, 100% 大気で満たされておれば 0 となり、0 と 1 の間であればそのセルが界面であることを示す。セルの密度 ρ は次式で計算される。

$$\rho = \alpha \rho_{water} + (1 - \alpha) \rho_{air} \quad (2.2-3)$$

計算開始時点では、**phase function** α は自由表面に位置するセルを追跡する意味を持つ下記の移流方程式で求める。

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot \mathbf{U} \alpha = 0 \quad (2.2-4)$$

しかし、式(2.2-4)を解く際に数値拡散が生じ、気液界面が不鮮明になる可能性がある。先鋭な界面を維持し、かつ α の保存則と 0~1 の値を超えない

いという制約を課すため、OpenFOAM では人工的な圧縮項を加える工夫がなされている (Weller, 2002) .

$$\nabla U_c \alpha (1 - \alpha) \quad (2.2-5)$$

ここに U_c は、気液の相対流速である。(2.2-5)式は界面以外では0となり、また U_c が界面 ($\nabla \alpha_1 / |\nabla \alpha_1|$) と法線方向となれば圧縮性が発揮されない。ただし U_c は直接求められないため、平均流速を用いた次式で定義される。

$$|U_c| = \min[C_\alpha |U|, \max|U|] \quad (2.2-6)$$

c_α はデフォルトで 1.0 であるが、界面での圧縮性を強調するにはこの値を大きくすれば良い。一方、 c_α を 0 とすれば、 U_c 自体が 0 となり従来のVOF法の取り扱いである式(2.2-4)と同様の取り扱いになる。

以上より、最終的な α に対する方程式は次式となる。

$$\frac{\partial \alpha}{\partial t} + \nabla \cdot U \alpha + \nabla \cdot U_c \alpha (1 - \alpha) = 0 \quad (2.2-7)$$

川崎ら(2013)は、水中崩壊問題と段波が構造物に衝突する問題にOpenFOAMを適用し、Kleefman et al.(2005)の実験結果などとの比較により、数値解析結果の精度検証を行っているが、上述の界面の数値拡散抑制を制御するパラメータである c_α の値によって、段波が構造物衝突後に発生する飛沫の性状や壁への遡上の結果に大きな影響を与えることを示した。

interFOAM のオリジナルの解析アルゴリズムは Issa(1986)によるPISO(pressure implicit with splitting of operators)に依っている。PISOはSIMPLE (Semi-Implicit-Method for Pressure Linked Equation, Patankar-Spalding; 1972)を拡張したもので、同じ速度-圧力法に基づくものである。PISOは圧力 p 、速度ベクトル \mathbf{v} に対する1つの予測子プロセスと、2つの修正子ステップから構成される。PISOはSIMPLEに比して一般に計算時間の短縮と安定性に優れているとされているが、短

所も指摘されている。そこで **interFOAM** では各計算ステップでの解の収束性を保障するために **PISO** と **SIMPLE** の利点を混合した **PIMPLE** というアルゴリズムを採用している。

Higuera ら(2014)は、さらに **interFOAM** を発展させ、構造物-波動の相互干渉を考慮できるモデル **IHFOAM** を開発した。そこでは捨石防波堤の越波ならびに捨石内部浸透流が解析できることを示している。同様に **OpenFOAM** を用いた透過性構造物と波動の相互干渉についての研究は、**Jacobsen** (2015)によっても行われ、2次元の解析ではあるが不規則波動のもとでの数値解析結果と実験結果との詳細な比較検討が示されている。

また、**Higuera** ら(2015)は、複数の造波板が駆動する造波境界を設定し、それによって生成される波動運動を表現する移動境界の取り扱いを示した。そこでは、メッシュ間の接続関係を示すトポロジーを変えることなく、造波板の運動と接する各メッシュの体積や接触面積を再計算することで移動境界に対応させている。

Seiffert ら(2014)は、橋梁のデッキを想定した没水あるいは水面から突出する平板構造物に孤立波が作用するときの波力について実験を行い、同時に **OpenFOAM** による数値解析を実施して両者の比較を行っている。解析ケースは水深や波高、没水深などを系統的に変化させた全 133 ケースを実施しており、**OpenFOAM** の波力の再現精度を明らかにしている。

わが国における **OpenFOAM** を用いた数値解析には、前述の川崎ら(2013)をはじめ、大規模 3次元津波解析を行ったファンら(2012)の研究、津波が橋梁に衝突するときの波形と波力を解析した野中ら(2012)の研究、津波が臨海部発電所の取放水路に來襲したときの水路天端に作用する、空気層の存在を考慮した揚圧力を数値解析した高畠ら(2015)の研究、カスポが形成されている砂浜地形上の遡上波と引き波の 3次元流動を解析した長山ら(2016)の研究など、近年活発に研究がなされている。

2.3 本章のまとめ

本章では, 3次元流動場の数値解析モデルとして港湾施設や海岸施設への適用が進んでいる CADMAS-SURF/3D と, 近年の活発な研究によって実事例への適用が進みつつある OpenFOAM について, それぞれの特徴, 基礎方程式について示した.

CADMAS-SURF は, 港湾施設や海岸施設などの沿岸構造物の耐波設計に特化して開発された数値解析モデルであり, ポーラスモデルに基づいて拡張された Navier-Stokes 方程式を基礎式としている. また, 気体と流体, 更なる境界となる自由表面の取り扱いについては, 汎用性の高い VOF 法 (Volume Of Fluid) を採用している. 造波モデルとしても, 造波境界と造波ソースを用いており, 実際の海域での多様な波形の造波を可能としており, 波の伝播, 越波, 波~構造物あるいは, 波~構造物~地盤の相互干渉等の現象解明に使われてきている. CADMAS-SURF では, 2次元と3次元を取り扱うことが可能であるが, 津波が有限長の防波堤を越流する時のような3次元的な複雑な越流現象を確認するためには3次元モデルを用いることが必要である. また, 3次元の CADMAS-SURF の適用性を3次元の水槽実験結果に基づいて検証した研究例も少ない. よって本研究では CADMAS-SURF/3D を検討の対象とする.

OpenFOAM は, オープンソースの数値流体力学ツールボックスであり, 狭い意味の流体力学に限らず, 化学反応, 電磁流体運動, 燃焼, 等々の問題解決に応用できる. 流体力学への応用に限ると, 3次元 Navier-Stokes(3D-NS)流れのソルバーが対象となる. 海岸工学分野としての自由表面を持つ3次元流れについては, 3次元レイノルズ平均 NS 方程式 (RANS) を, 有限体積法と VOF 関数を導入して解く interFOAM というソルバーが用いられる.

OpenFOAM の海岸工学への適用に関する研究の歴史はごく新しいが, 波の3次元伝搬を再現するために不可欠な, 造波境界と反射境界の取り扱いについては, 計算境界において波を反射させることなく通過させるアクティブ消波を interFOAM に組み込む手法が提案されており, 3次元の多方向不規則波の造波に対しても計算領域内の無反射の実現に高い精度を持つことが確認されている. これにより, 大規模な3次元津波解析や, 津波の橋梁への衝突波形と波力, 津波による空気層を考慮した揚圧力, 砂浜地形上の遡上波と引き波の3次元流動など, 波の運動から構造物

等への作用まで，近年活発に研究がなされている．ただし，**OpenFOAM**についても，3次元の実現象をどれだけの精度で説明出来るか，水槽実験結果との比較に基づいて検証することが必要である．

第3章 水理模型実験による3次元流動場の研究

3.1 実験装置

実験は、鹿児島大学工学部海洋土木工学科にある長さ 26m、幅 14m、最大水深 1.2m のプランジャー造波装置付きの平面波動水槽（図 3.1）を用いて行った。この水槽の端部には図 3.2 に示すプランジャー造波装置が設置されている。プランジャーは両端の鉛直フレームで支持され、駆動は両端の油圧アクチュエータを同期制御して行われる。プランジャー本体の幅は 100cm で、断面形は上部約 60cm の矩形断面、下部 30cm は鍋底型で接線角が 0°から 90°に漸変するものである。プランジャーの変位の時間波形は、正弦波、三角波、SIN-RAMP 型の単発波（図 3.3）、連続

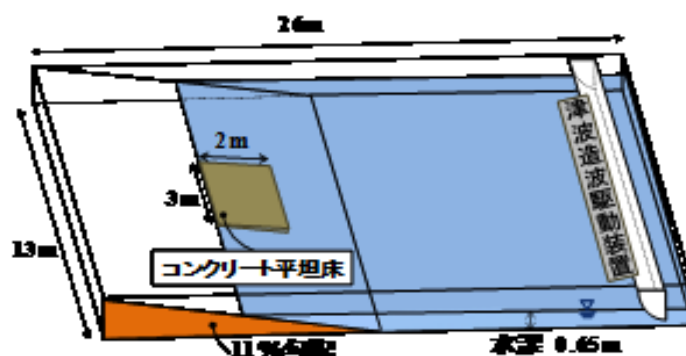


図 3.1 実験水槽

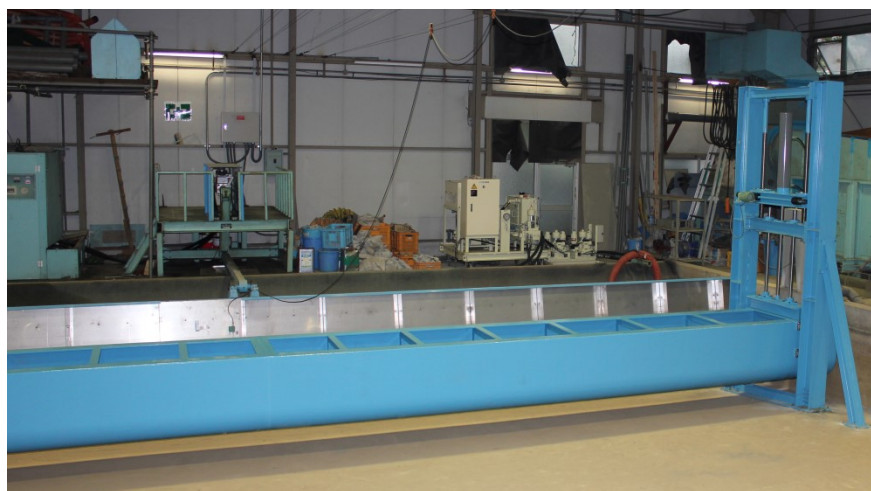


図 3.2 プランジャー型造波装置

正弦波等の波形で制御可能である．本研究では，SIN-RAMP 型の単発波と連続正弦波を用いた造波実験を行った．図 3.3 に示すように，プランジヤー変位は待ち時間 T_1 , T_3 , T_4 , 造波時間 T_2 , 押し込み深さ s を油圧装置の送圧能力の範囲内で自由に設定できる．本実験では， $s=600\text{mm}$, $T_2=3.3\text{s}$ をデフォルト値とした．

本研究では，数値解析と実験による 3 次元流動の比較検討を行うが，まず始めにこの装置の造波特性を明らかにしておく必要がある．田才 (1959,1960) の造波理論によれば，プランジヤーの幅 $B/2$, 噴水 d , 断面積 A , 駆動周波数 f を与えれば，プランジヤー物理面を半円に等角写像することにより，境界面条件を満たす速度ポテンシャルの解によって遠方場の発生波高 A が求められる．図 3.4 は田才の理論による造波効率を示す結果で，横軸は次式に示す駆動周期の無次元量 ξ_0 , 縦軸は発生波高 A と押し込み深さ s に対する比 $\bar{A} = A/s$ である．

$$\xi_0 = (2\pi f)^2 (B/2) / g \quad (3.1-1)$$

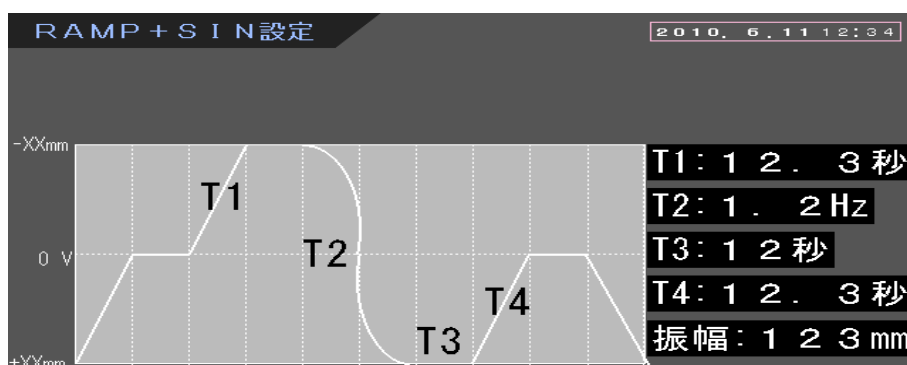


図 3.3 プランジヤーの RAMP-SIN 波の変位制御

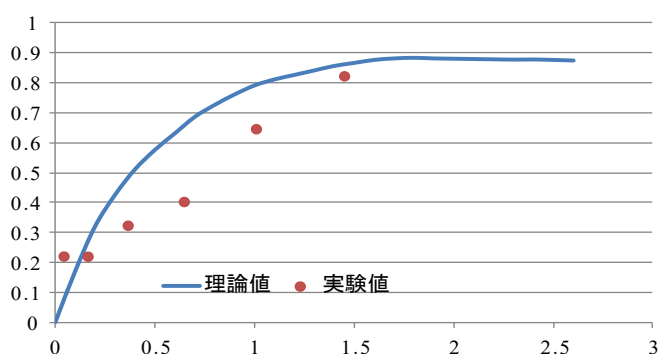


図 3.4 連続正弦波に対する造波特性についての理論値と実験値の比較

図中には本造波装置を連続的に正弦波で駆動したときの造波効率の実験結果も示している．一方，Porter(1966)は，さまざまな喫水 d ，縦横比 d/B ，船底形状に対して \bar{A} を求める表を提示している．本プランジャー装置の船底形状に最も適合する形状，実験条件に近い周期 $T=2.5\text{s}$ を代入すると，円形断面を仮定した田才の理論と，本装置の形状に近い断面に対する Porter の算定表による造波効率の結果は，それぞれ， $\bar{A} = 0.620, 0.684$ となった．

造波装置から 7.6m 離れた一様水深部(水深 84.5cm)に波高計(Ch.0)を設置し，発生波の時間波形を測定した．プランジャー造波装置を正弦的に連続駆動した場合の実験で得られた発生波高から造波効率 \bar{A} を計算し，前述の図 3.4 中にプロットした．実験結果における $\xi_0 \sim \bar{A}$ の関係は，田才の理論値のそれと傾向は異なるが， \bar{A} の大きさ自体はほぼ一致していることがわかる．

次いで RAMP-SIN 波で単発波を造波した時の水位変動を測定した．図 3.5 は水位変動の時系列を示したものである．図から波高 12cm 程度のクノイド波状波形の後に，分散性による後続波が発生していることがわか

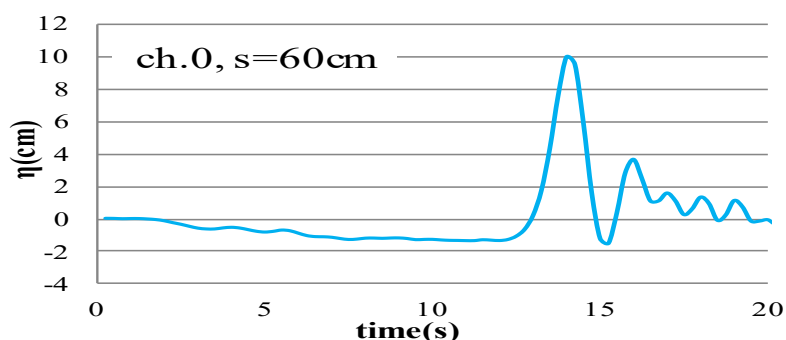


図 3.5 単発造波による一様水深部での時間波形

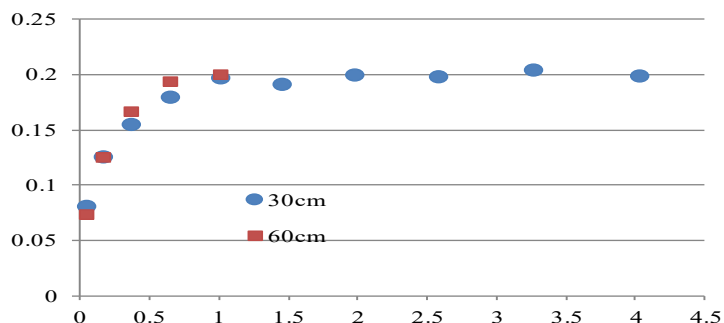


図 3.6 単発波における造波効率の実験結果

る。プランジャーのみならず、ピストン型、フラップ型で波を発生しようとした場合、造波物体の運動と流体運動間の境界条件を満足させるために、周期波の成分だけでなく造波物体近傍にだけ存在する *evanescent mode* 成分が駆動されてしまう (Mei, Stiassnie, Yue, 2005)。したがって、単発波を目標波として造波しても擾乱成分は生起される。また、波高の大きな波の造波を目的とするために、発生した波も非線形性を有するとともに、波頂部に有意な曲率を持つことで静水圧分布から偏倚し分散性が現れることになる。図 3.5 の後続波はこの分散性によって生起したものと考えられる。また押し込み深さ s を変化させて発生水面波の形状を調べたが、 s を大きくすると当然のことながら比例的に発生波高は大きくなるが、時間波形の形状はあまり変化しなかった。図 3.6 は単発波造波の制御周期 T_2 を変化させたとき ($f=1/T_2$ を介して横軸の ξ_0 が変化する) の造波効率 $\bar{A} = A/s$ の実験値を示したものである。図 3.4 と図 3.6 の比較から、実験で得られた単発波に対する造波効率は連続正弦波の理論値の $1/3 \sim 1/4$ の値となった。以上より、単発波の駆動では、プランジャーの連続的正弦駆動を仮定した田才の理論より、発生波高が小さくなることがわかった。

3.2 実験方法

図 3.1 の実験水槽内に長さ 2m, 幅 3m の平坦床を造成し, その上に図 3.7 に示す正方形断面と台形断面のコンクリート柱を防波堤モデルとして設置した. 実験条件は縮尺 1/50 のフルード数相似則で設定したため, 模型防波堤の長さ 80cm は原寸では 40m に相当し, 防波堤模型モデルの高さ 7cm, 8cm は, それぞれ原寸高さで 3.5m, 4m になる.

図 3.8 は, 波高計 7 台をライン上に 0.1m 間隔で並べた波高計アレイである. 座標軸は図 3.9 に示すように, 防波堤模型中心を原点として冲向きを正として x 軸を取り, y 軸を防波堤模型の幅方向(沿岸方向)に取った. 測定は波高計アレイを岸沖方向 (x 軸方向) に 0.1m(原寸で 5m)ずつ移動して同じ造波条件で複数回の測定を行い, 沖側 $x=4.5m$ (原寸 225m)に設置した波高計の水位変動を基準として同時記録となるよう整理した. 水理模型実験結果と数値計算結果との比較検討は原寸で行うので, 図 3.9 中では原寸換算の寸法を表示した.

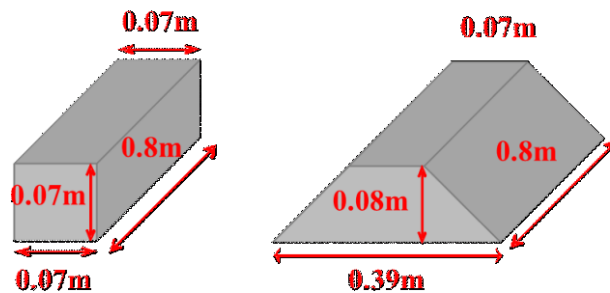


図 3.7 防波堤模型モデル



図 3.8 波高計アレイ

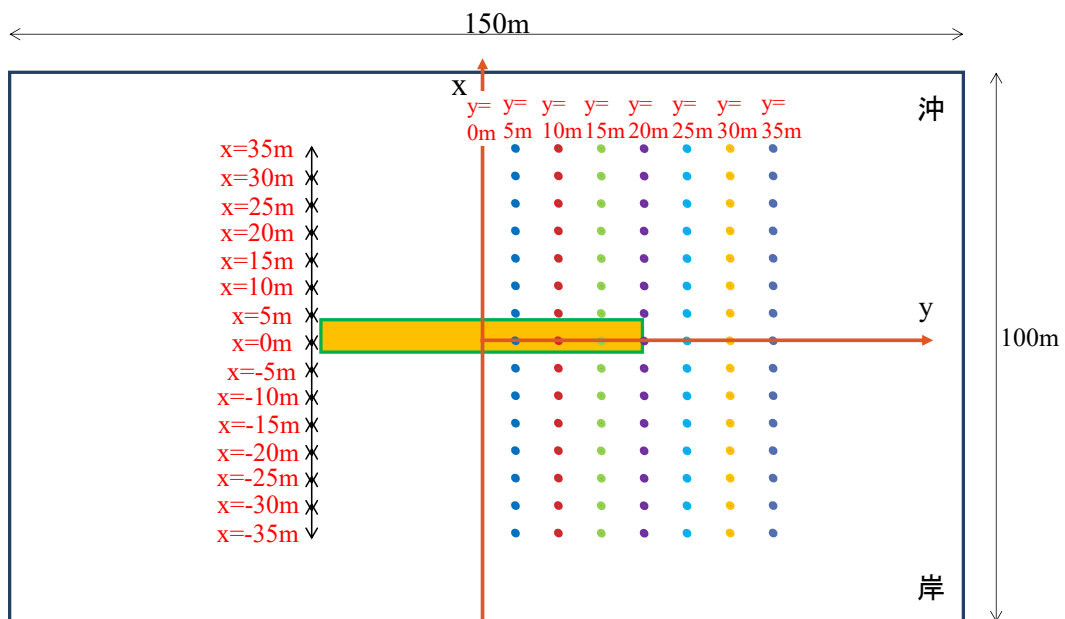


図 3.9 防波堤周囲の水位計測位置 (単位 : m, 原寸表示)

3.3 実験結果および考察

以下に，正方形断面模型と，台形型断面模型の防波堤を用いた時の，3次元的な津波の防波堤越流に関する実験結果を示す．本節では，防波堤沖側から岸に向けて x 軸方向に測定された水位変動時系列を，防波堤中心からの沿岸距離 y をパラメータとして原寸表示で結果を示している．以下の説明では， $x=35\text{m}$ から $x=10\text{m}$ を防波堤より沖側， $x=5\text{m}$ から $x=-5\text{m}$ を防波堤上， $x=-10\text{m}$ から $x=-35\text{m}$ を防波堤より岸側と表現する．

3.3.1 正方形断面防波堤を越流状況に関する実験結果

図 3.10 に正方形断面模型に，造波された単独波が衝突し，越流する状況を示す．防波堤前面が鉛直に立ち上がっているため，防波堤設置位置で衝突した水塊が激しく打ち上がり，構造物が見えなくなるくらい大きく越流する．また，構造物が無い右側の部分と大きな水位差が生じていることがわかる．波の打ち上がりはビデオ画像では瞬間的に防波堤模型の高さの 3 倍程度（実スケールで 10.5m ）に達している．ただし，後述の図 3.11 の $x=0\text{m}$ における波高計で記録されたピーク水位は最大でもたかだか 7m 程度である．波高計は 2 本の容量線の間の水柱による電気容量の変化を測定しており，映像から読み取れる空気を巻き込んだ水塊の跳ね上がる高さを測定していないことも考えられる．また急激な現象に対する計測器の応答性も今後検討の必要がある．

図 3.11 は，防波堤沖側，防波堤上，防波堤岸側における水位時系列を，沿岸距離 y をパラメータとして示したものである．沖側の $x=20\text{m}$ ， $x=10\text{m}$ の結果ではそれぞれ $t=15\text{s}$ ， $t=10\text{s}$ 付近まで， y の値に関わらず測定された水位がほぼ同じ波形で上昇しており，この期間が防波構造物の反射の影響を受けていない入射波の状態と考えられる． $x=20\text{m}$ の結果で $t=15\text{s}$ 以降から， $x=10\text{m}$ の結果で $t=12\text{s}$ 付近から水位が増大していくのは，入射した波が防波構造物によって反射したものである．この水位の上昇は防波構造物が設置された $y=5\sim 15\text{m}$ で大きいのは当然であるが，構造物のない y 方向領域である $y>25\text{m}$ でも反射波の存在が認められる．これは防波堤からの大きな反射波のエネルギーが波向き線を越えて沿岸方向に拡がるためと考えられる．こうした防波堤沖側での回折現象は周期波に対する防波堤前面の波高分布(例えば合田 2008)では明確には示されておらず，単発波で発現する現象と考えられる．この反射波のピーク値は y とともに小さくなり，第 1 波と反射波のピークの時間的間隔も広がること

がわかる。

防波構造物前面 $x=5\text{m}$ ならびに直上の $x=0\text{m}$ の結果では、それぞれ $t=9.5\text{s}$, $t=8.5\text{s}$ 付近で構造物のある $y=5\text{m}\sim 15\text{m}$ 区間においてノイズ状の水位の立ち上がりが記録されている。一方、 $y=25\text{m}\sim 35\text{m}$ の構造物のない開口部では水位のピークが遅れて発生していることがわかる。これは構造物によって進行を止められた波が開口部に回り込んでくるためと考えられる。

防波構造物直上より岸側の $x=-5\text{m}$ の結果、さらに防波堤を越えた $x=-10\text{m}$ の結果では、水位の大きさもピークの発生時間も y による差が小さくなっていることがわかる。この領域では、防波堤越流による激しい乱れに加え、防波構造物が無い開口部から回折して岸側に進行した波と、防波構造物を直接越流した波が重なることにより、 y による水位変動波形の差が減少すると考えられる。ただし、水位のピークは y が大きくなる(防波構造物から離れる)ほど右にずれており、このことは開口部からの入射波と構造物から離れる方向に拡がる越流波との重なる時刻が y とともに遅れるためと考えられる。さらに岸側の $x=-20\text{m}$ の結果では、越流後の激しい乱れと越流部分と開口部からの回折波の重合により、水位変動のピーク値自体が減少するとともに、乱れによる拡散効果により沿岸方向 y による水位変動の差が減少することがわかる。

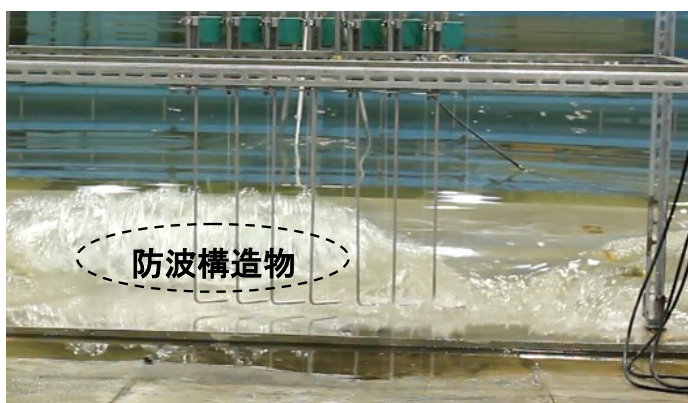


図 3.10 正方形断面防波堤模型の波の越流状況

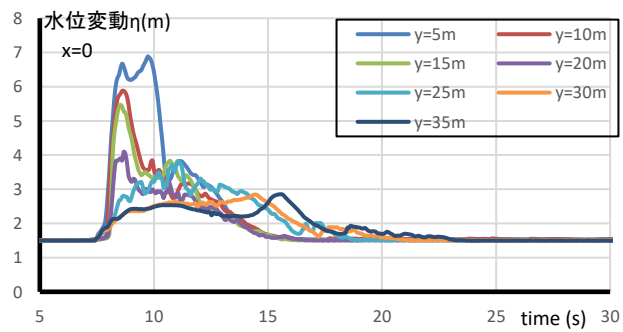
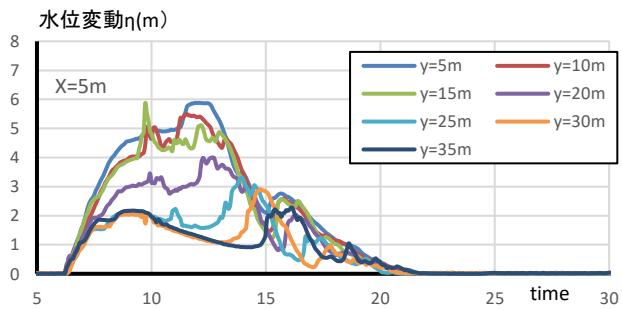
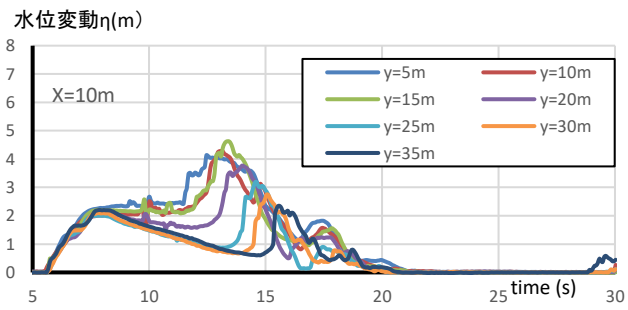
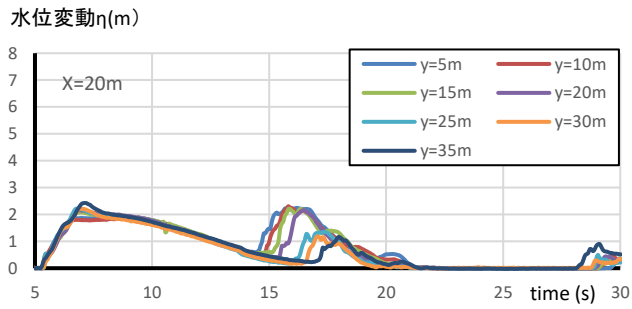


図 3.11(a) 水位変動時系列の実験結果 (正方形断面模型)

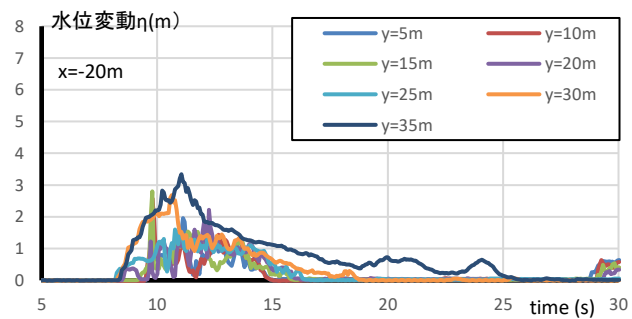
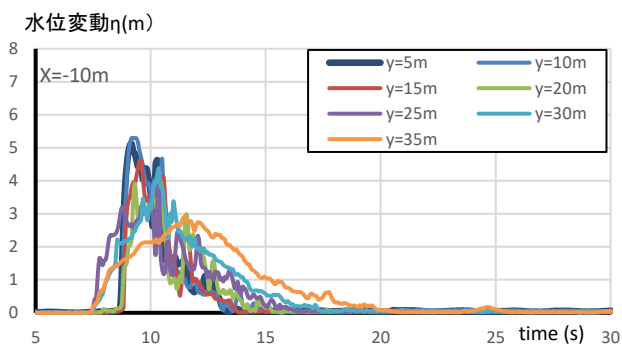
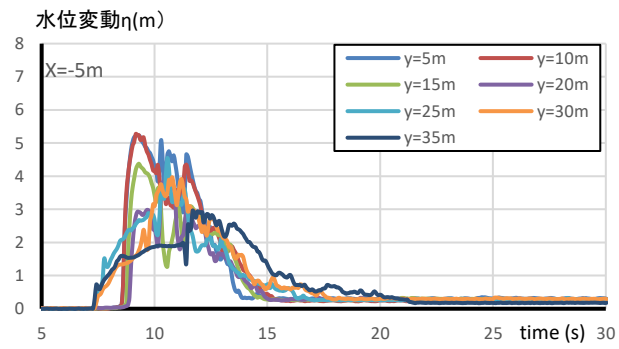


図 3.11(b) 水位変動時系列の実験結果 (正方形断面模型)

3.3.2 台形断面防波堤を越流状況に関する実験結果

図 3.12 に台形断面防波堤を越流する状況を示す．正方形断面に対する図 3.10 と比較すると，越流状況に顕著な水塊の打ち上げは認められない．図 3.13 は，防波堤直上の $x=0\text{m}$ 位置においてビデオ画像から読み取った水位変動(図中に点で示す)と，波高計から求められた水位変動時系列を比較したもので，両者は良く一致していることがわかる．これは越流時に気液混相状態の打ち上げがないため，容量線式波高計が水位変動を高精度で測得しているためと考える．

図 3.14 は，台形断面防波堤を用いたときの沖から岸への水位時系列波形を，沿岸方向距離 y をパラメータとして示したものである．防波堤沖側の $x=15\text{m}$ と $x=10\text{m}$ の結果では，それぞれ $t=17\text{s}$, $t=16\text{s}$ 付近までは y の値に関わらず，水位がほぼ同じ波形となっており，この期間が防波堤の反射の影響を受けていない入射波の状態と考えられる． $x=15\text{m}$, $x=10\text{m}$, $x=5\text{m}$ の結果において，それぞれ $t=18\text{s}$, $t=17\text{s}$, $t=16\text{s}$ 付近で水位が上昇しているのは，入射した波が防波堤によって反射されたことを示して



図 3.12 台形断面防波堤模型の波の越流状況

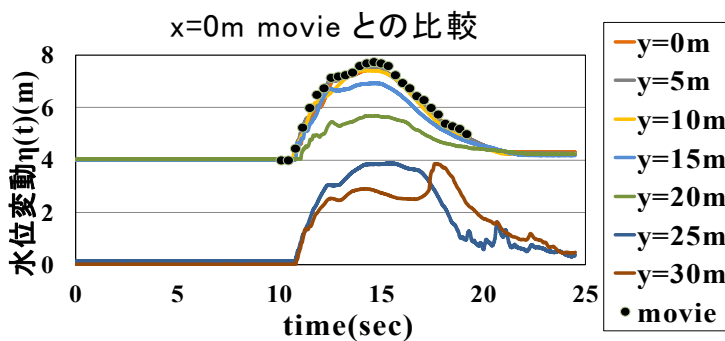


図 3.13 ビデオ画像から読み取った水位変動と波高計から得られた水位変動の比較

いる。反射波による水位の上昇が、防波堤が設置された沿岸方向区間 $y=0 \sim 20\text{m}$ で測定されるのは当然であるが、防波堤のない $y=25 \sim 30\text{m}$ においても反射波の到達があることが注目される。ただし反射波のピークは $y=0 \sim 20\text{m}$ のそれより遅れることがわかる。反射波のピーク水位は x が大きいほど、すなわち防波堤から離れるとともにやや小さくなり、第1波の到達時間と反射波ピーク時間の間隔も x が大きいほど広がる等、防波堤による反射波の沖方向伝搬が読み取れる。

防波堤上の $x=5\text{m}$ と $x=-5\text{m}$ の結果において、防波堤設置区間の $y=0 \sim 15\text{m}$ で $y=20 \sim 30\text{m}$ より水位が越流により一段高くなっているが、特に $x=5\text{m}$ の結果では水位波形は防波堤斜面の越流に伴って後傾することが認められる。また、防波堤のない $y=25 \sim 30\text{m}$ の区間でも少し遅れて第2のピークが生じている。これは防波堤がある区間で越流によって高まった水位が横（沿岸）方向に流れ込んだためと考えられる。

防波堤より岸側の $x=-10\text{m}$, $x=-15\text{m}$ の結果において、防波堤設置区間の $y=0 \sim 15\text{m}$ では、最初 $t=12\text{s}$ 付近で急激な水位上昇があるが、その後の水位は防波堤がない $y=25 \sim 30\text{m}$ より低くなっている。これは越流した流塊が大きな渦を伴って減衰するためと考えられる。またこの区間では、 $t=15\text{s}$ 付近で再び水位が上昇している。この再上昇は、防波堤越流後の渦を伴った激しい流れと開口部からの回折波との重合によると考えられる。

一方、 $y=25 \sim 30\text{m}$ の区間では、 $y=0 \sim 15\text{m}$ における防波堤越流波が横方向に広がり防波堤横の開口部を通過した波と重合したため水位のピーク時が 15s 付近に遅れて現れる。

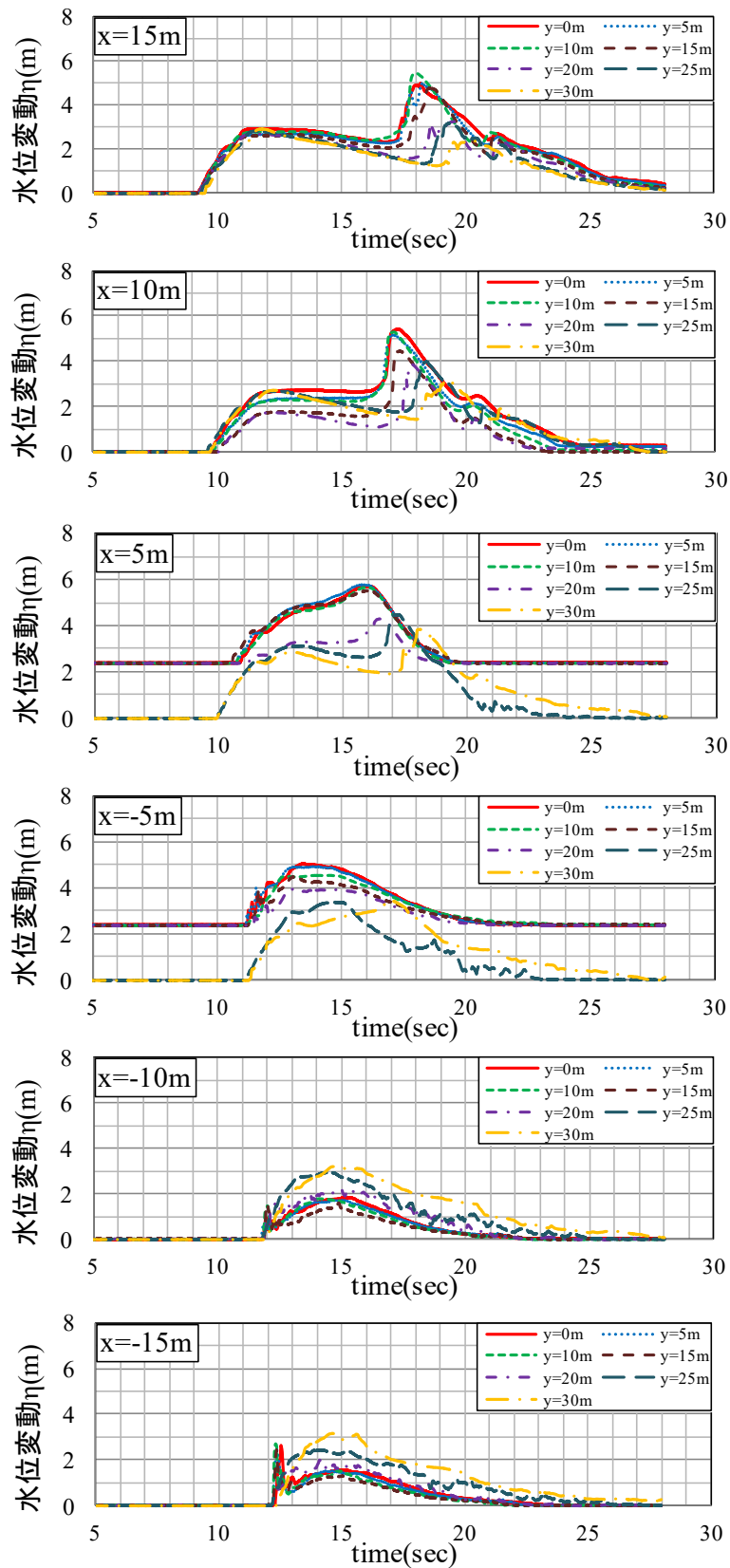


図 3.14 水位変動時系列の実験結果 (台形断面)

3.4 本章のまとめ

以上より，有限長の防波堤模型まわりの津波越流によって生じる 3 次元流体場は複雑な挙動を示す．図 3.15 は本研究で明らかになった実験結果の特性を模式的に表したものである．まず，沖方からの入射波は防波堤設置区間($y=0\sim 20\text{m}$ 区間)で反射され沖方に向かうが，防波堤が設置されていない区間($y=20\sim 35\text{m}$ 区間)より波のエネルギーが高いため，波向き線を越えたエネルギーの輸送，すなわち回折が発生する．防波堤上では越流により水位が高くなり，越流のない $y=20\sim 35\text{m}$ 区間へと横方向に流れが発生する．防波堤を越流後は水塊の落下によって波の状態から激しい渦や乱れを伴う流れの状態に移行し，エネルギー減衰を生じて水位変動は減少するが，防波堤のない $y=20\sim 35\text{m}$ 区間からの侵入波は，顕著なエネルギー減衰はなく，波動の性質を保持している．この波が防波堤背後域に回折波として侵入し，激しい渦を伴う越流後の流れと小さな時間差を持って重なり合う．以上のように，本実験で得られた防波堤周辺の津波を模した単独波の 3 次元流動はさまざまな複雑性を有している．

3 次元数値解析がこのような複雑な流れに対して再現能力を有するか次章以下で考察する．

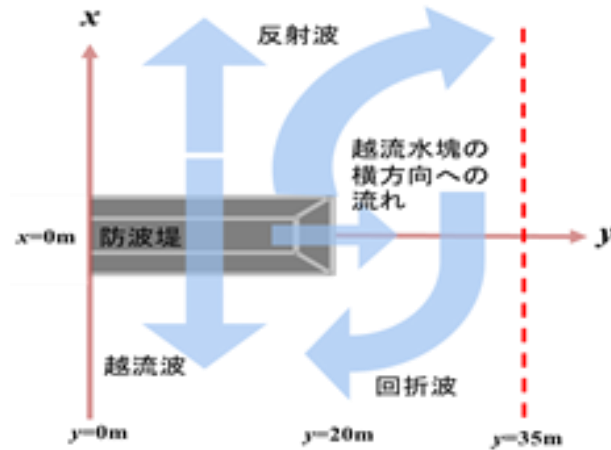


図 3.15 防波堤周りの 3 次元流動の模式図

第4章 数値波動水路と水理模型実験の比較

4.1 CADMAS-SURF との比較研究

4.1.1 CADMAS-SURF/3D での解析の概要

実験と同一の地形条件・計算条件となるよう、図 4.1 に示す領域設定の下で CADMAS-SURF/3D (以降, CS3D) による数値解析を実施した。ただし、解析領域は現象の線対称性から防波堤中央より右半面だけを対象とし、領域幅は計算負荷を考え 1.5m にとった。造波ソースは、ストークス波またはクノイド波の造波関数を用い、数値計算における入射水位変動は水理模型実験の沖側 $x=225\text{m}$ における水位変動と合致するように設定した。解析領域の左端では Sommerfeld の放射境界、幅 6.6m のエネルギー減衰帯を組み合わせた無反射造波とした。領域右端に長さ 3.5m のエネルギー減衰帯をとった。格子サイズは、防波堤模型付近において $\Delta x = \Delta y = \Delta z = 0.01\text{m}$ とし、他の領域は適宜調節を行った。時間刻みは CFL 条件を満たす $\Delta t = 0.01\text{s}$ 以下とした。乱流モデルは高 Reynolds 数型 $k-\varepsilon 2$ 方程式モデル、上方側方条件を放射境界条件、底面・中心壁境界条件を SLIP に設定した。

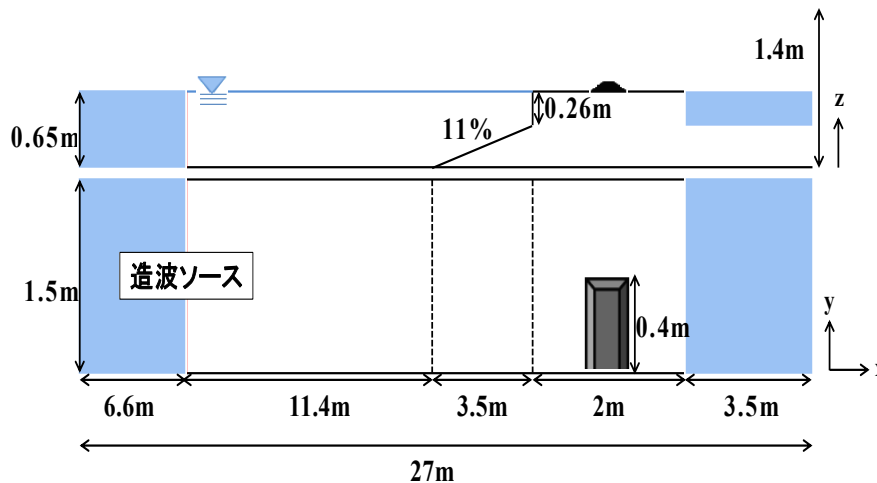


図 4.1 数値解析モデルの設定領域

4.1.2 実験結果と数値解析結果の比較

本章の目的は、防波堤近傍の 3次元流動について、CADMAS-SURF がどの程度実験結果を再現できるかを明らかにすることにあるが、そのた

めには入射波である沖波波形について、実験波形に対する CADMAS-SURF の再現性を調べておく必要がある。図 4.2 はその比較を示したもので、計算結果は CADMAS-SURF の 2 次元 (CS2D) と CS3D の両者について示している。図より、実験波形は単一峰を持ち、水位が 0 より低下する区間は長いが低下量は小さい。一方、CS3D は、峰部付近は実験波形と一致するが、水位変動が負となる部分で実験波より絶対値が大きい。CS2D は CS3D と駆動波の設定は同じにしているものの、最初は水位 0 で進行し、短い区間の峰部を有するが、その前後の水位低下部分では CS3D よりも低下量が大きく、裾野の短い孤立波性の波となっている。この CS2D と CS3D の差が発生する理由は不明である。

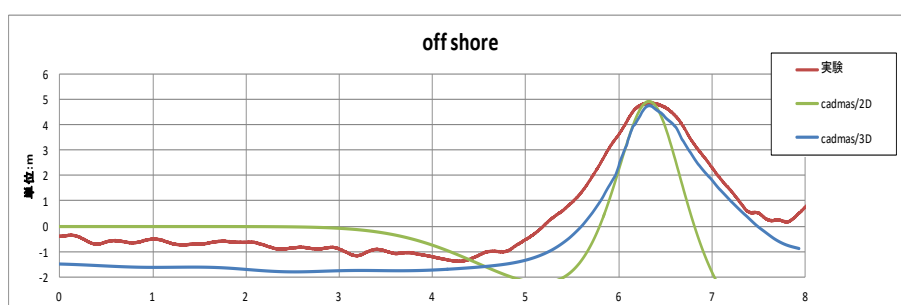


図 4.2 実験波と CADMAS-SURF(2D/3D)計算波の沖での波形比較

図 4.3 は水理模型実験結果と数値解析結果の比較を行ったもので、左側列に台形断面模型、右側列に正方形断面模型を用いた結果を示した。図では防波堤より沖側 $x=25\text{m}$ から防波堤上 $x=0\text{m}$ を経て岸側 $x=-25\text{m}$ に至る水位変動を、沿岸方向には防波堤上にあたる $y=10\text{m}$ 地点と、防波堤端部より少し離れた $y=25\text{m}$ 地点、および端部からさらに離れた $y=30\text{m}$ 地点について両者の結果を表示している。ただし、数値計算結果の時間波形は、実験結果と合わせるために各測定点で一律 2s 前方にシフトして表示した。

まず、左列の台形防波堤モデルの結果について考察する。防波堤直上の $x=0\text{m}$, $y=10\text{m}$ の地点や防波堤岸側 $x=-15\text{m}$ のすべての y の地点で、数値計算結果が実験結果よりもやや高い等の差異が見られるものの、両者は良く一致していることがわかる。ただし、図中に黄色破線で示した箇所、数値解析結果に鋭敏な振動波形が見られ、今後、乱流モデルの設定など検討すべき課題が残されている。また、数値計算結果の防波堤から沿岸方向に離れた $y=30\text{m}$ で数値計算結果が実験値より高くなるのは、数値計算領域幅を制限したため、沿岸方向に波のエネルギーが拡がらなかったためと考えられる。

一方、右列の正方形断面模型を用いた結果については、一般に実験波の水位の立ち上がりが計算波より早いことがわかる。また、図 3.10 の越流状況の写真で示された津波の防波堤模型の直立面に衝突することによる水塊の打ち上がりが、 $x=0\text{m}$ 及び $x=5\text{m}$ の $y=10\text{m}$ の実験波形の図中青色波線で示した箇所に現れている。数値計算波形は、ピーク値の発生時間が異なるなど、こうした時間変動の激しい流れを再現できていない。一般的に正方形断面模型の結果の方が、台形断面模型の結果より実験波と計算波の差異は大きくなっているが、防波堤沖側の $x=25\text{m}$, $x=15\text{m}$ の結果や、越流後の防波堤岸側 $x=-5\text{m}$, -15m , -25m の結果では、両者は良く一致しており、数値計算結果は防波堤近傍を除き、実験の 3 次元的流動特性を再現できていると言える。

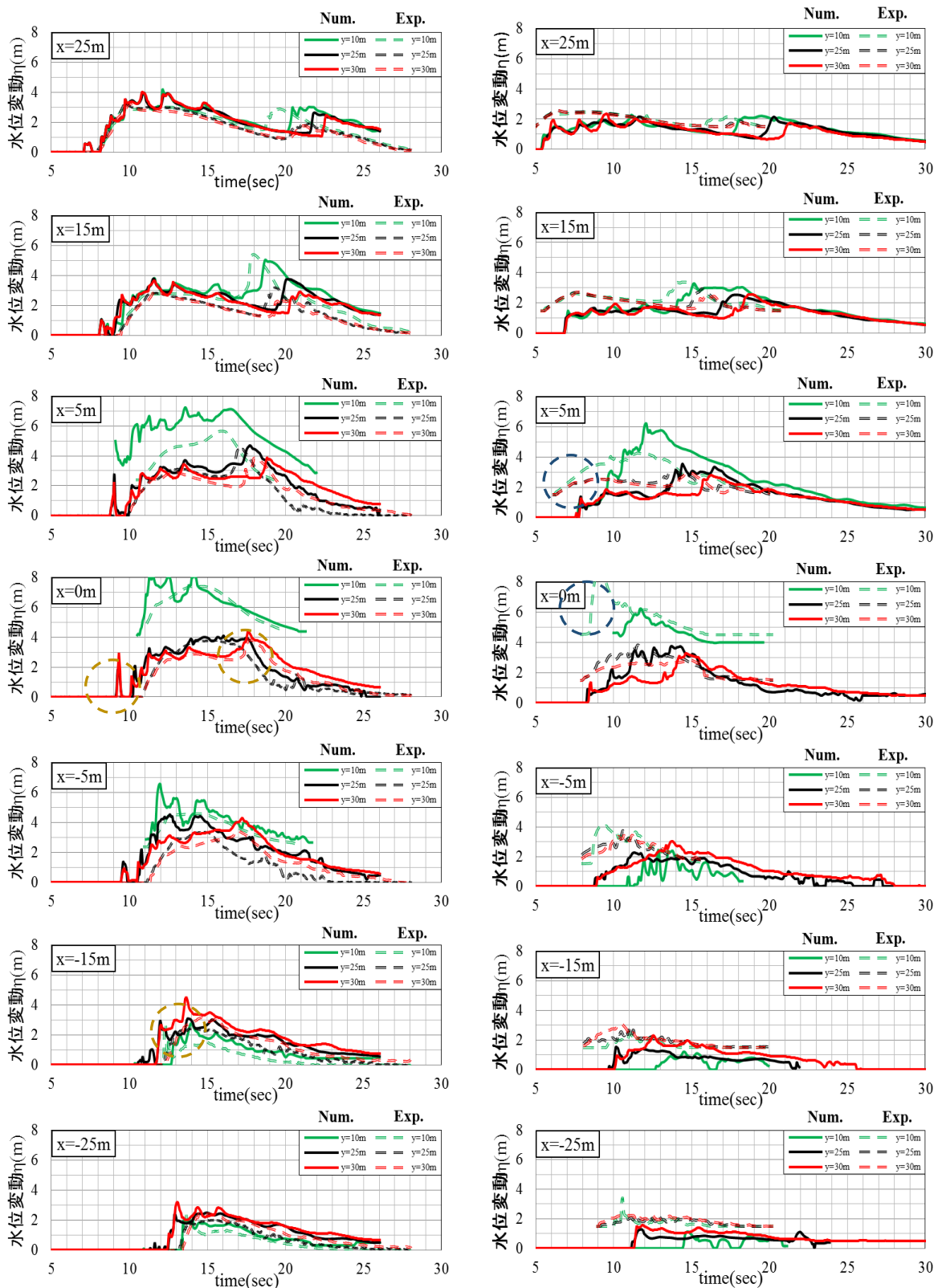


図 4.3 水位変動時系列の実験結果と計算結果の比較
 (左側：台形断面模型，右側：正方形断面模型)

実験による水位変動波形と数値計算による水位変動波形 がどの程度一致しているかを定量的に評価するために、次式で測定点各点の一致度を評価した。

$$RMSE = \frac{\sum(\eta_{\text{exp}} - \eta_{\text{cal}})^2}{\sum\sqrt{(\eta_{\text{cal}}^2)}\sqrt{(\eta_{\text{exp}}^2)}} \quad (4.1-1)$$

結果は図 4.4 に示すように、実験結果と計算結果の一致度は、全般的に防波堤沖側で良いが、防波堤上では打上げ水塊が生じる箇所で不一致が大きくなり、また防波堤岸側では越流後の渦を伴う流れとなり、両者の一致度は低下する。また台形模型の結果は正方形模型より、全般的に一致度が良いことが認められ、こうした指標を用いることにより、図 4.3 で示した一致度が定量化できることがわかった。

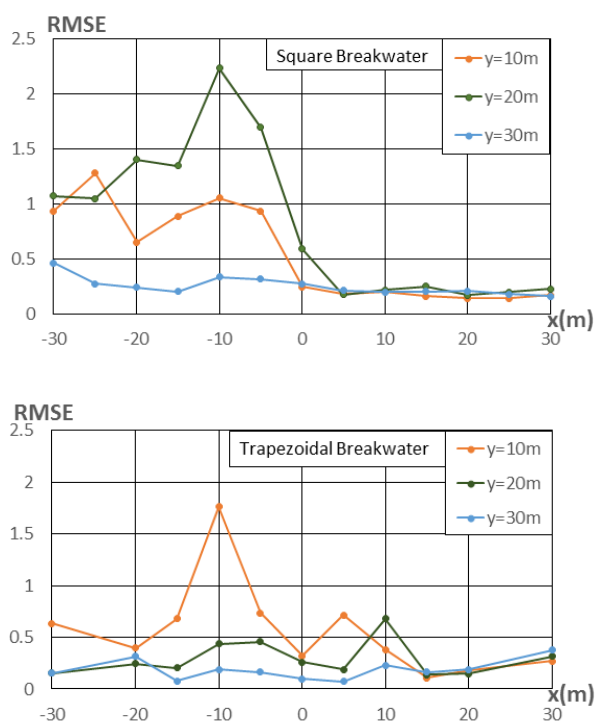


図 4.4 水位変動の実験波形と計算波形の一致度
(上段：正方形断面模型，下段：台形断面模型)

4.1.3 2次元解析結果と3次元解析結果の比較

3次元数値計算の妥当性を検討するため、CS2Dによる2次元計算結果を実施し、台形断面模型を用いたときの実験結果と併せて3者の比較検討を行った。図4.5に防波堤より沖側 $x=15\text{m}$ と防波堤上周辺の $x=5\text{m}$ 、 $x=0\text{m}$ 、 $x=-5\text{m}$ における、水理模型実験結果、CS2D、CS3Dの計算結果の3者の比較を示す。

図中は、すべて $y=0\text{m}$ における時間波形であり、2Dの計算結果も一律2s前方にシフトして時間波形を表示した。 $x=15\text{m}$ の比較から反射波の水位を3D計算が過大評価していることが分かる。また、2D計算では第1波到達から反射波を測定するまでの時間間隔が実験結果よりも1s~2s早く、3D計算と逆になった。防波堤上の比較において、 $x=5\text{m}$ では2D計算、3D計算ともに水位が実験値よりも高く時間的に長く越流する。また2D計算、3D計算ともに波の到達が1s程度早いことが分かる。図4.5のすべて x 位置の結果で、3D計算結果は2D計算より細かな振動が波形に乗っており、鋭敏な結果となっている。また全般的に3D計算が2D計算より大きな値を示すが、特に $x=-5\text{m}$ では3Dが2Dより過大となっている。前述したように3D計算では計算負荷の軽減のため領域幅を制限したことで、越流した後に沿岸方向に波が広がりにくいことが原因と考える。

次いで沿岸方向の局所的変動を除去するため、3D計算結果と実験結果について、 $y=0\text{m}$ から $y=15\text{m}$ まで水位変動を平均した時間波形を検討した(図4.6)。ここでは紙幅の関係から $x=5\text{m}$ と $x=-5\text{m}$ の結果を示す。 $x=5\text{m}$ では、3D計算において幅平均した波形と2D計算の波形に大きな変化は認められない。 $x=-5\text{m}$ では幅平均した3D計算の波形でも、越流波の水位は下がったものの実験値よりも依然として過大である。図4.5の結果と比較すると、沿岸方向に波形を平均したために、3D計算波形の鋭敏性は少なくなっている。しかし幅方向に平均しても2D計算結果に近づくわけではないことがわかる。すなわち、この結果を見る限りCS3DはCS2Dの結果を基本として保有し、これに奥行き方向の情報を加えて再現するものにはなっていない。また、3D計算において計算領域幅を制限した影響が幅方向平均しても現れており、越流後の流れの持つエネルギーが沿岸方向に拡がっていかない結果となっている。

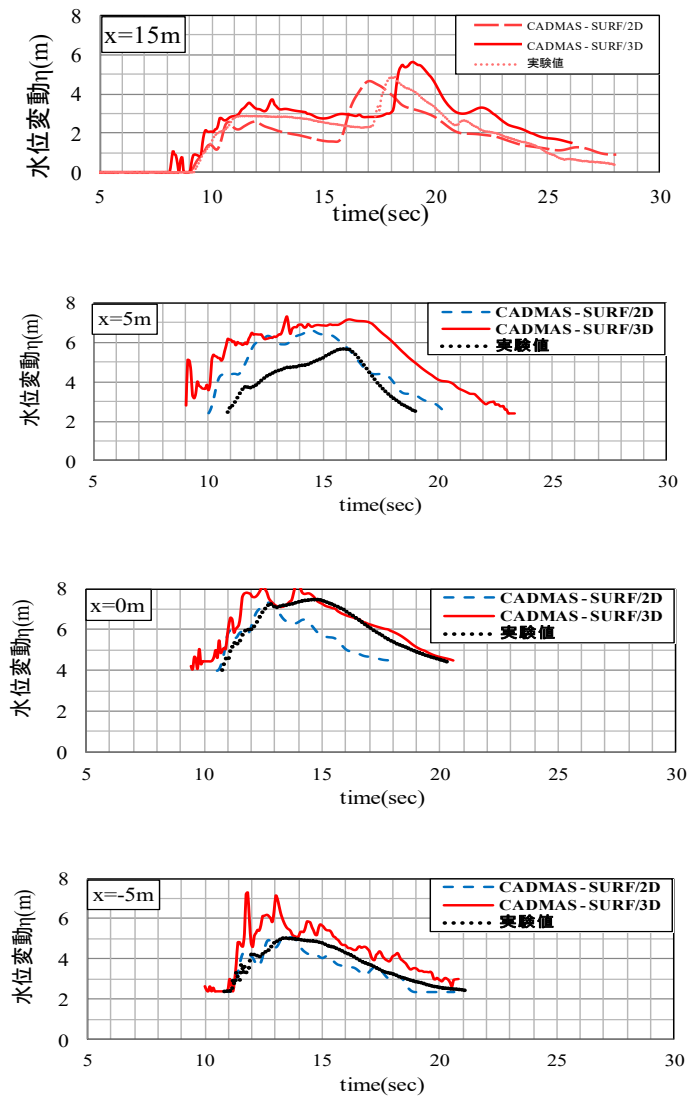


図 4.5 水理模型実験と数値解析(2D, 3D)の水位変動の比較($y=0\text{m}$)

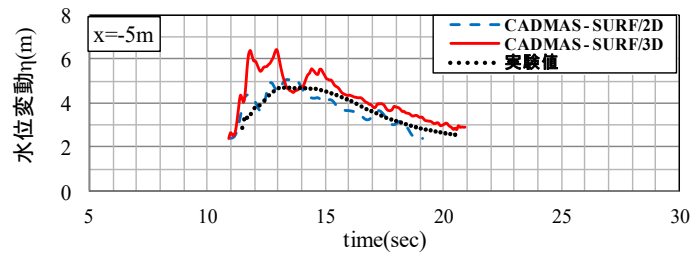
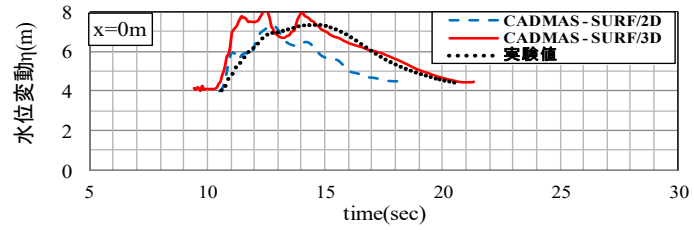
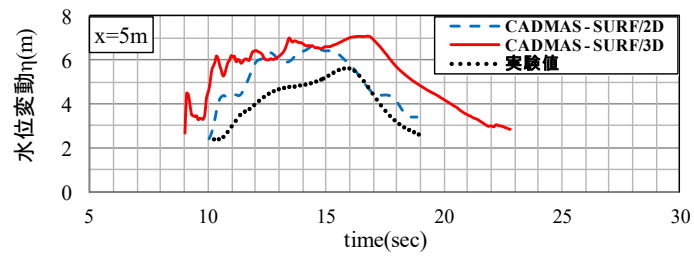


図 4.6 水理模型実験と数値解析(2D, 3D)の水位変動の比較(幅平均)

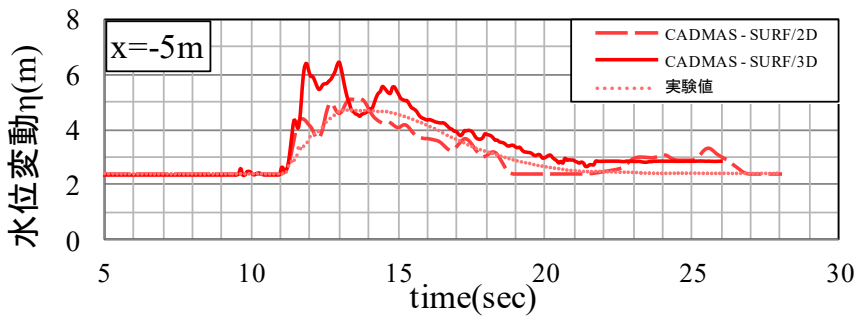
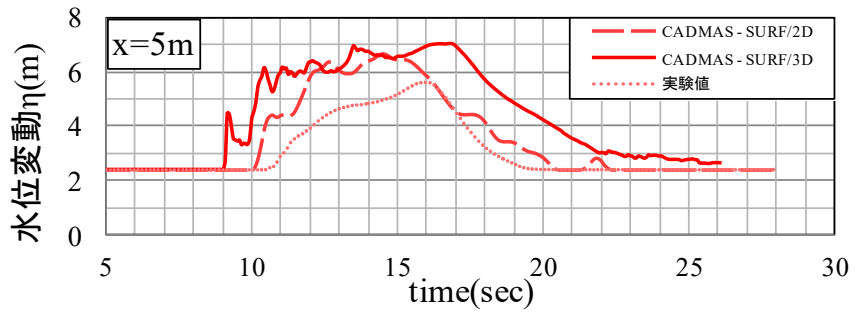


図 4.7 水理模型実験と数値解析(2D, 3D)の水位変動の比較(幅平均)

4.1.4 本節のまとめ

台形断面モデルについては、数値計算結果が実験結果よりもやや高い等の差異が見られるものの、両者は良く一致していることがわかった。ただし、数値解析結果に鋭敏な振動波形が見られるており、乱流モデルの設定など検討すべき課題がある。正方形断面モデルについては、実験波の水位の立ち上がりが計算波より早いことがわかり、数値計算波形ではピーク値の発生時間が異なるなどの時間変動の激しい流れを再現できていない。

一般的に正方形断面模型の結果の方が台形断面模型の結果より実験波と計算波の差異は大きくなっている。一方、両者の結果が良く一致している箇所も多くあり、防波堤近傍を除き、数値計算においても実験の 3 次元流動特性を再現できていると言える。

実験結果と計算結果の一致度 **RMSE** という指標で評価したところ、一般的に防波堤沖側で良く、打上げ水塊が生じる箇所や越流後の渦を伴う流れとなり防波堤岸側では一致度は低下する。また、台形模型の結果は正方形模型より、一般的に一致度が良いことが認められ、一致度が定量化できることがわかった。

3 次元数値計算の妥当性を検討するための 2 次元計算との比較検討の結果、一般的に 3D 計算が 2D 計算より大きな値を示したが、計算負荷軽減として領域幅を制限したことで 3D 計算では、越流後に沿岸方向へ波が広がりがりにくくなったことが原因と考える。CS3D は CS2D の結果を基本として保有しているが、奥行き方向の情報を加えて再現するものにはなっていないため、越流後の流れの持つエネルギーが沿岸方向に拡がっていないと想定される。

4.2 OpenFOAM との比較研究

4.2.1 OpenFOAM 解析の概要

4.1 の CADMAS-SURF の解析と同様，本実験と同じ地形条件・入射波条件となるよう，図 4.1 に示した水理模型実験の平面水槽をそのまま解析領域とし，そこに津波を造波し，津波が構造物に衝突した後の変形過程について数値解析を行った．ただし，解析領域は現象の線対称性から防波堤中央より右半面だけを対象とした．その結果，計算領域は図 4.1 の一様勾配斜面部の開始点(後述の図 4.9 の座標系では $x=21\text{m}$)を沖側境界とし，模型防波堤が設置されている水平エプロン部 2m の岸側端($x=26.5\text{m}$)までをとった．沿岸方向には防波堤中心位置($y=0\text{m}$)から 1.5m までとした(以上を設定条件 4.1 と呼ぶことにする)．図 4.8 は，計算領域を底面部のみで示したものである．

この設定条件 4.1 では，メッシュサイズは当初は模型寸法で 1cm 程度としたが， y 方向にも 1.5m の領域を取ったため，OpenFOAM の解析を行うと計算負荷が非常に大きく，そのため防波堤構造物模型周辺に十分細かなメッシュ分割ができないことがわかった．そこで設定条件 4.1 は予備計算と位置づけ，4.2.2 で考察する防波堤越流流れのビデオカメラによる画像解析結果との比較検討のみに使用し，水位計アレイによる防波堤周辺流れの実験結果との比較検討は，下記に示す設定条件 4.2 による OpenFOAM の解析を実施することにした．

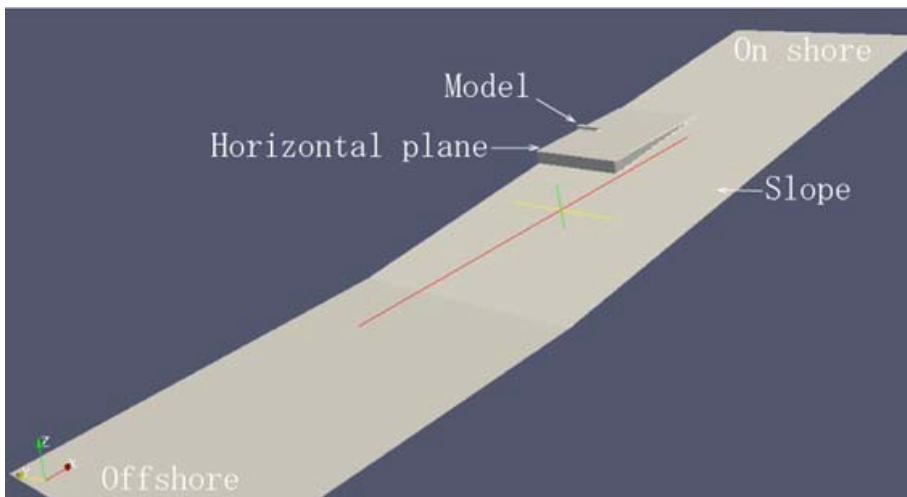
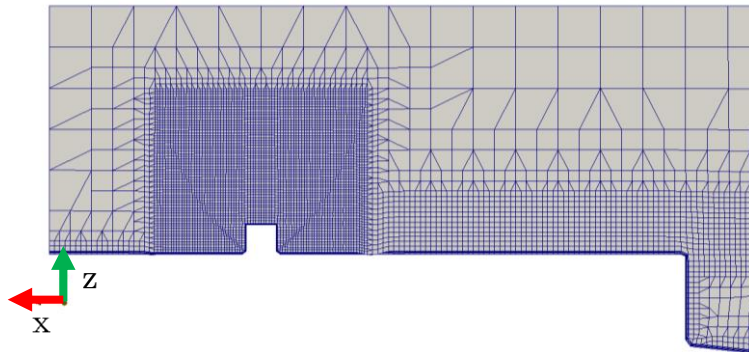
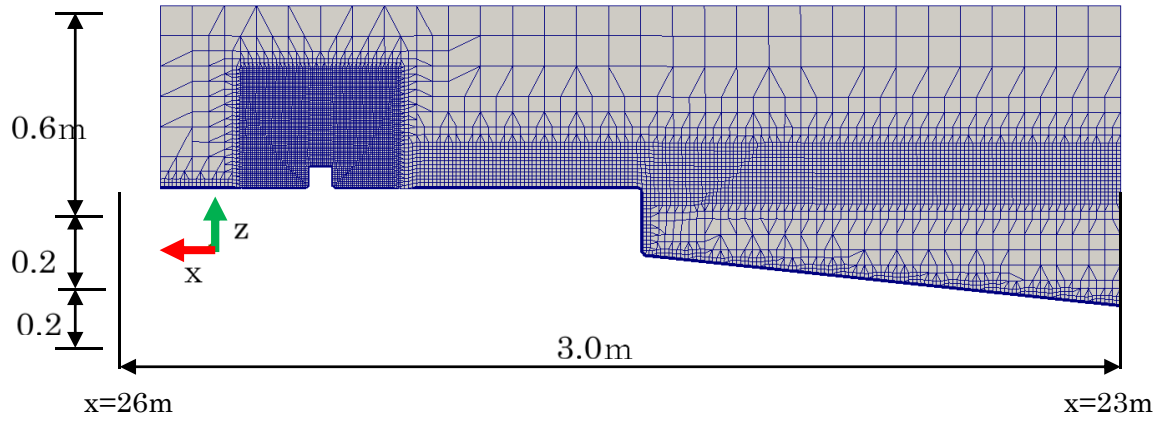
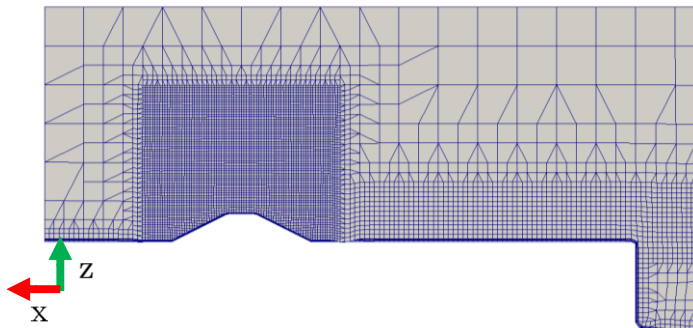
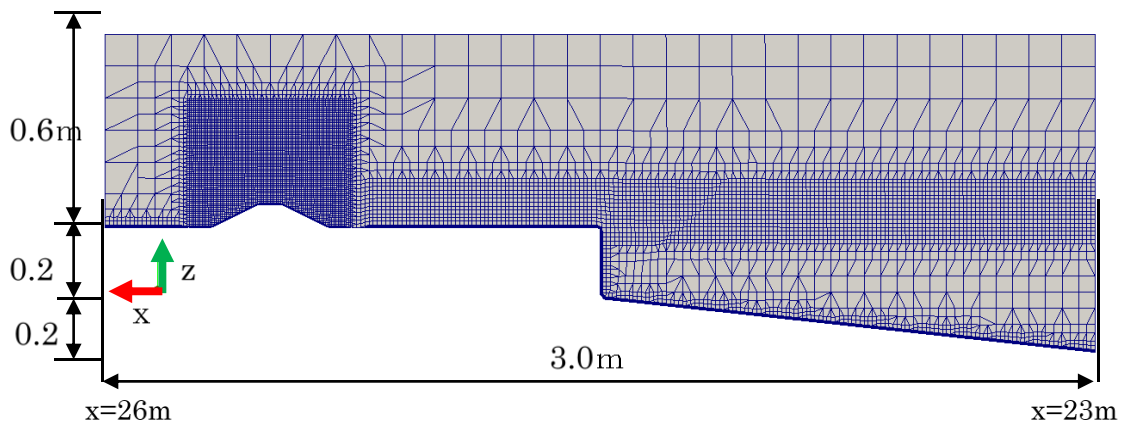


図 4.8 OpenFOAM 解析の計算領域 (設定条件 4-1)



(a) 直方体防波堤模型



(b) 台形防波堤模型

図 4.9 防波堤模型の領域分割

設定条件 4.2 では，計算負荷の軽減を目的として，岸沖方向には図 4.9 に示すように $x=23\sim 26\text{m}$ の 3m 区間を，防波堤に沿う沿岸方向は $y=0.7\sim 0.8\text{m}$ の 0.1m 領域を設定した．したがって，この解析では 3 次元的な流動は再現対象としていない． z 方向には計算領域を水路底から防波堤設置の水平部エプロン上層 0.6m まで計 1.2m を取った．格子分割はレベル 1~4 まで順次 $1/2$ ずつ細かくネスティングしており，最も粗いレベル 1 では x 方向と z 方向に対して 0.1m 間隔， y 方向に対して 0.05m とした．防波堤模型に近づくほど格子をレベル 1 からレベル 4 まで細かく取り，最も細かいレベル 4 では x 方向と z 方向に対して 0.625cm 間隔， y 方向に対して 0.3125cm と設定した．また，OpenFOAM ではレベルが異なる隣接格子では図 4.9 に示すように対角方向にも格子分割をする必要がある．一方，底面や防波堤模型など物体境界では境界層内の流れを表現するために，レベル 4 よりもさらに細かい格子幅を取っている．表 4-1 は上記格子設定をまとめて示したものである．

造波条件は，Regular type の Cnoidal wave とした．設定条件 4-1 に対する入射波高は，沖側端 $x=21\text{m}$ で，波高 0.03m ，周期 10s で与えた(模型スケール)．設定条件 4-2 に対する入射波高は，実験水槽内で測定された図 3-5 に示した波形を模擬することとした．図 3-5 から，縮尺 $1/50$ の平面水槽実験で起こした孤立波形は，約 $t=12\text{s}$ から立ち上がり最大振幅 10cm の波峰を記録した後，分散性による後続波が継続することがわかる．これを目的波形と設定し，OpenFOAM の $x=23\text{m}$ 地点の入射波として現地換算で図 4.10 の波形を与えた．

表 4.1 計算格子の寸法設定 (設定条件 4-2)

	A	B	C	D	E	F
1						
2		右端部座標[m]	左端部座標[m]	計算領域サイズ[m]	分割数[個]	基本格子間隔[m]
3	x	23	26	3	30	0.1
4	y	0.7	0.8	0.1	2	0.05
5	z	0	1.2	1.2	12	0.1
6						
7		水面変動領域格子間隔		level	3	
8				x[m]	0.0125	
9				y[m]	0.00625	
10				z[m]	0.0125	
11						
12		構造物周辺格子間隔		level	4	
13				x[m]	0.00625	
14				y[m]	0.003125	
15				z[m]	0.00625	
16				構造物サイズ[m]	0.07	
17				構造物のx方向格子数	11.2	
18				構造物のy方向格子数	22.4	
19				構造物のz方向格子数	11.2	

入射波条件は本来は沖側の一様水深部で与えるべきであるが，計算負荷が大きいため， $x=23\text{m}$ 地点で与えることとした．流体の乱流モデルには，標準的な $k\text{-}\epsilon$ モデルを設定し，動粘性係数は水： $\nu=1\times 10^{-5}\text{m}^2/\text{s}$ ，空気： $\nu=1.48\times 10^{-5}\text{m}^2/\text{s}$ ，密度を水： $\rho=1000\text{kg}/\text{m}^3$ ，空気： $\rho=1\text{kg}/\text{m}^3$ とし，PIMPLE 法により圧力と速度を求めた．

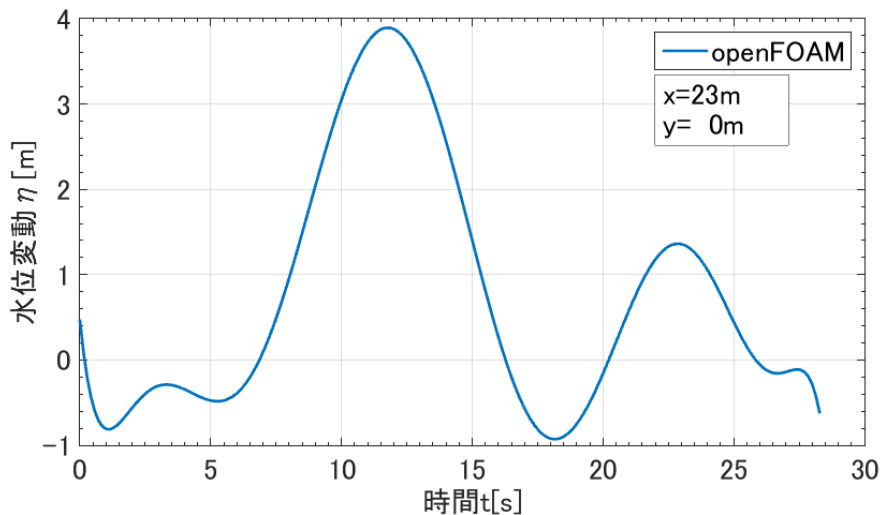


図 4.10 入射波の時間波形（設定条件 4-2）

4.2.2 防波堤の越流状況に関する水理模型実験と数値解析結果の比較

正方形断面の防波堤モデルを津波が越流する状況をビデオカメラで連続撮影した．本節ではその画像解析結果と設定条件 4-1 の下で OpenFOAM で数値計算された結果との比較を示す．

津波模擬波が正方形断面の防波堤モデルに衝突し，流塊がジェットの状態打ち上がる状況を，模型の側面に設置したカメラ（Canon KissX4）で，ビデオカメラモード（画素数 1920×1080 ，29 フレーム／秒）で撮影を行い，その画像記録を静止画像として取り出した．図 4.11 はそのスナップショットを示したものである．図 4.11(b)では，右側（沖側）から入射した津波の先端部分が構造物に衝突した後，(c)では構造物前面の鉛直面を沿うように流塊がジェットの状態打ち上がる．その後，(d)では津波ジェット流は背後の流体（後ろから遅れてきた流体）に押され，(e)で

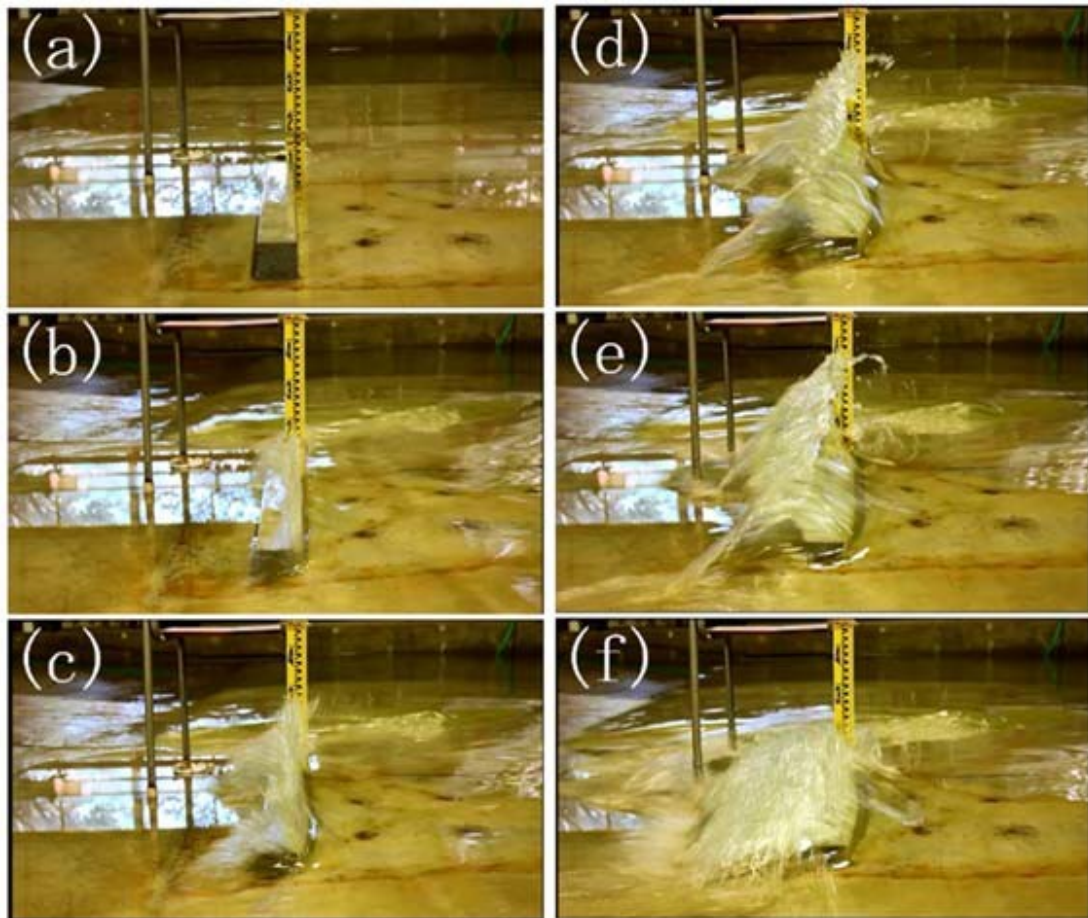


図 4.11 津波が正方形断面模型を越流する状況

はジェット流が空中で「く」の字型に湾曲し、最高点に達した流塊は(f)では自由落下して、一部前方に流動する水塊と衝突し、大きな乱れを持つ複雑な流動となる。

図 4.11 に対応する流動状況として OpenFOAM で解析した結果のスナップショットを図 4.12 に示す。この図より OpenFOAM の数値解析結果からも、防波堤模型に入射した津波が模型上を乗り上げながら鉛直上方に水塊を打ち上げ、最終的な(e)の結果では最上点で水塊が分離することが認められる。ただし、打ち上がったジェットの状態の水塊は、実験における図 4.11(e)のような「く」の字に湾曲した形状を持たず、やや斜め前方に流動しているようである。ジェットの最高到達点の高さは模型防波堤の高さの約 5 倍程度に達しており、実験における到達点の高さと定量的にも一致する結果となっている。

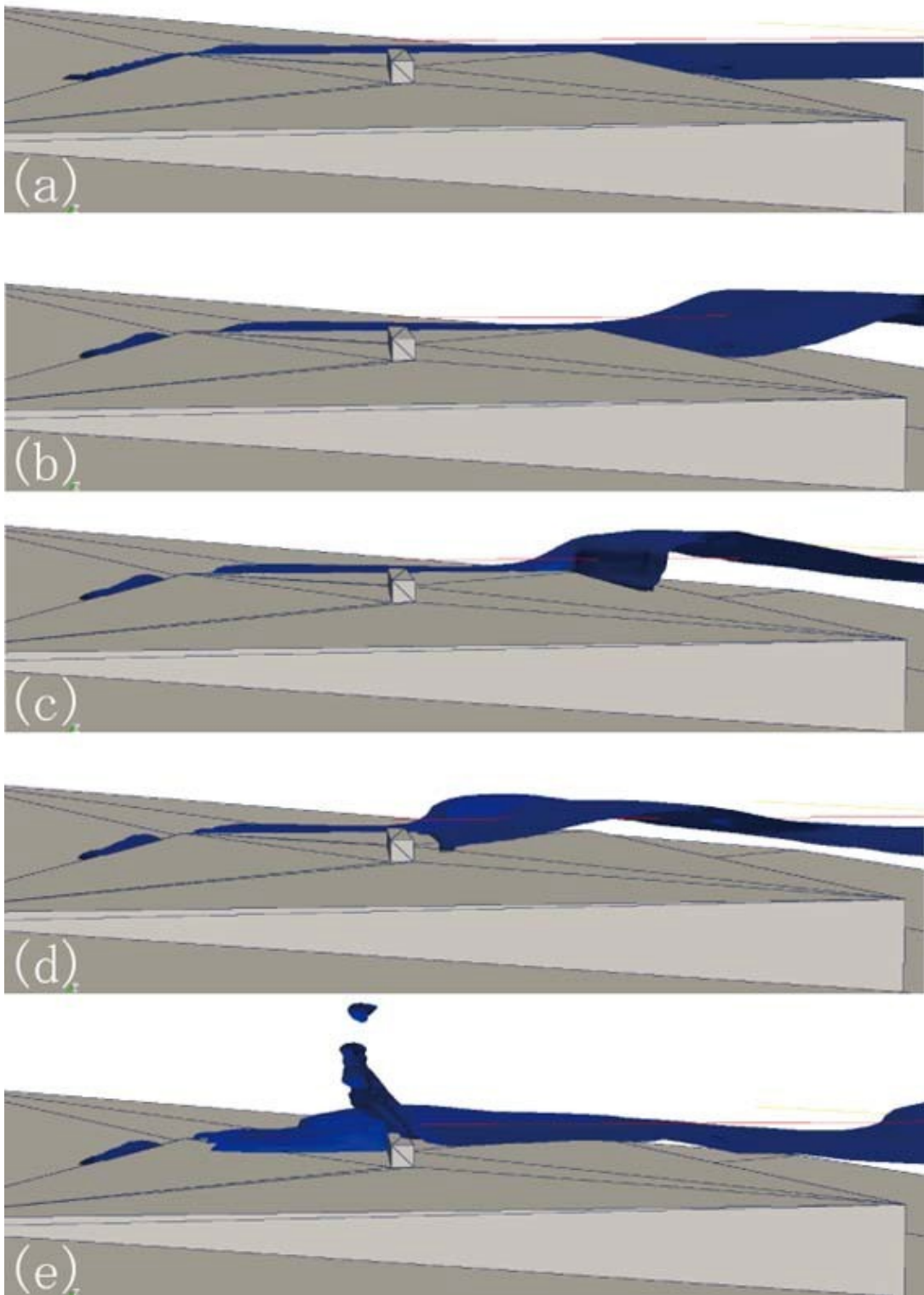


図 4-12 正方形断面模型上の津波越流状況に関する OpenFOAM の解析結果

図 4.13 は、防波堤直上における津波水位の時間波形について、画像解析による水位変動の測定結果、容量線式波高形による測定結果、OpenFOAM による数値解析結果を比較したものである。ここで数値解析結果は、防波堤直上地点における水位($x=0\text{m}$)と、その周辺で水位が最高点に達した地点における水位(最高点)に分けて示した。図から画像解析による結果は、水塊の跳ね上げまで測定できるので最高到達点が 3 者の中で最大となり、最高点は現地換算で 18m となった。ただし、水塊が飛沫状で跳ね上がる状態でもその最高点を水位 η と認識する可能性がある。数値解析結果は、最高水位に達する時間について画像解析結果と良く一致しているが、空間的な最高点で水位を評価した場合は、最高水位の時間が少し遅れている。最高水位は画像解析結果に比して $10\sim 15\%$ 程度小さい。容量線式波高形で得られた水位変動波形は、最高点でも 9m に達せず、画像解析結果の $1/2$ の大きさである。波高計を現地換算で 3.5m の防波堤模型上に設置し、またプローブ下部に容量線の支持部があるため、水路底から約 4m までは測定できない。波高計によって計測された水位の最高点が、画像解析に比して小さいのは以下の理由によると考えられる。

図 4.11 の画像に見られるように、防波堤模型に衝突して打ち上がるジェット状の水塊は、空気を巻き込んでいるとともに、水塊が空気中にちぎれて飛散する状況も見られる。容量線式波高形では液相分の電気容量の

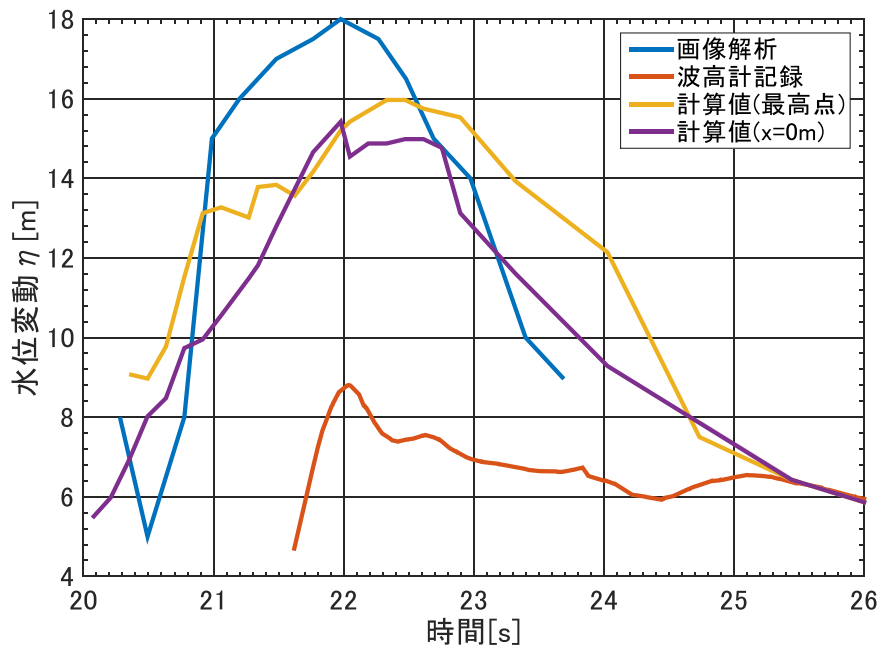


図 4.13 防波堤直上における水位変動の時間波形に関する容量線式波高形、画像解析による実験結果ならびに OpenFOAM による数値解析結果の比較

みが取得されるのであり，こうした気液混相状態の流れは測得できないことが考えられる．またこうした時間的な変動の激しい流れに対する電氣的計測器の応答性能の問題も検討すべきである．一方，OpenFOAMの数值解析結果は，図 4.13 の画像解析結果を最大値はやや小さいものの，波形とあわせ，ほぼ説明していると言える．両者の不一致は数值解析において防波堤模型周辺の格子の細かさが不足していた可能性が考えられる．次節では，十分な精度の格子解像度を持つ設定 4-2 に対する OpenFOAM の解析結果を示す．

4.2.3 OpenFOAM による防波堤模型周辺の流動の詳細計算

前節では設定条件 4-1 の下で OpenFOAM による防波堤前面での打ち上げ流塊の計算結果を示したが，防波堤周辺でのメッシュ設定が粗く，打ち上げジェット流を十分な精度で解像することができなかった．本節では図 4.9 に示した構造物周りを細密な格子で取り囲んだ設定（設定条件 4-2）で数值解析を行い，正方形断面と台形断面の両者に対して，防波堤の越流と打ち上げの状況を考察することにする．

図 4.14 は津波模擬波が正方形断面模型に衝突し，打ち上がり，越流する流動状況をスナップショットで示したものである．特に注目されるのは防波堤前面の鉛直面に衝突して打ち上がった水塊が， $t=21.5\text{s}$ あたりから「く」の字に湾曲し， $t=21.9\text{s}$ 付近で落下を開始し， $t=22.6\text{s}$ で落下した流塊が防波堤天端とぶつかり，さらに時間の経過とともに防波堤を越えて前方に流塊が運ばれる状況である．これらは図 4.11(d), (e), (f) に示された実験結果と整合している．また打ち上げ水塊の最高到達点は $t=21.2\sim 21.6\text{s}$ で防波堤模型の高さの約 4 倍に達しており，図 4.11 の実験結果より若干小さいものの定量的に良い値を得ている．

一方，図 4.15 は台形断面模型に対する津波模擬波の流動状況のスナップショットである．正方形断面模型の場合とは異なり，防波堤前面での打ち上がりはなく， $t=19.8\sim 20.5\text{s}$ で一部流塊がちぎれて離散する状況が見られるが，全体的には台形断面模型に沿った形で越流している．

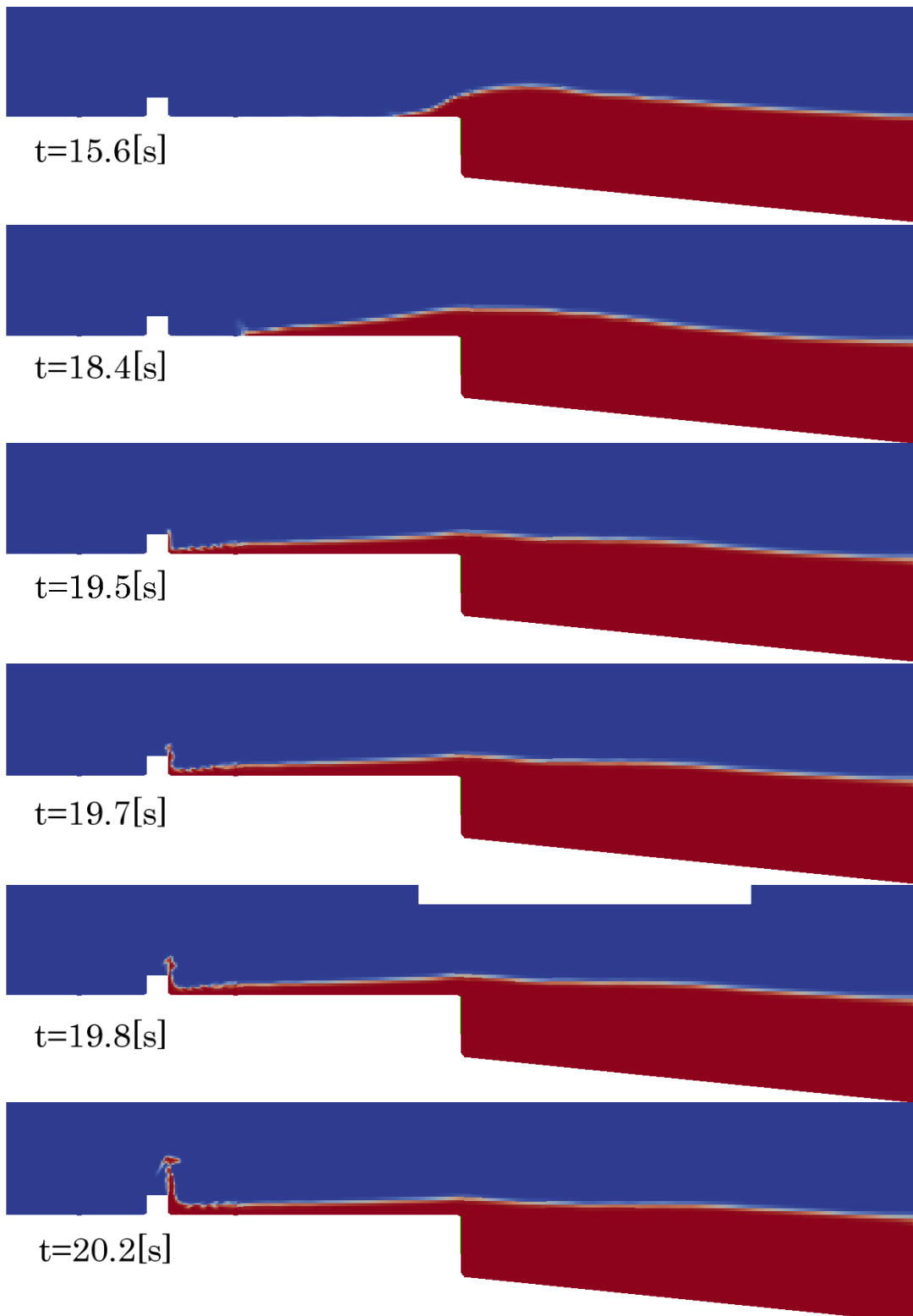


図 4.14(1) 正方形断面防波堤に対する津波越流のスナップショット

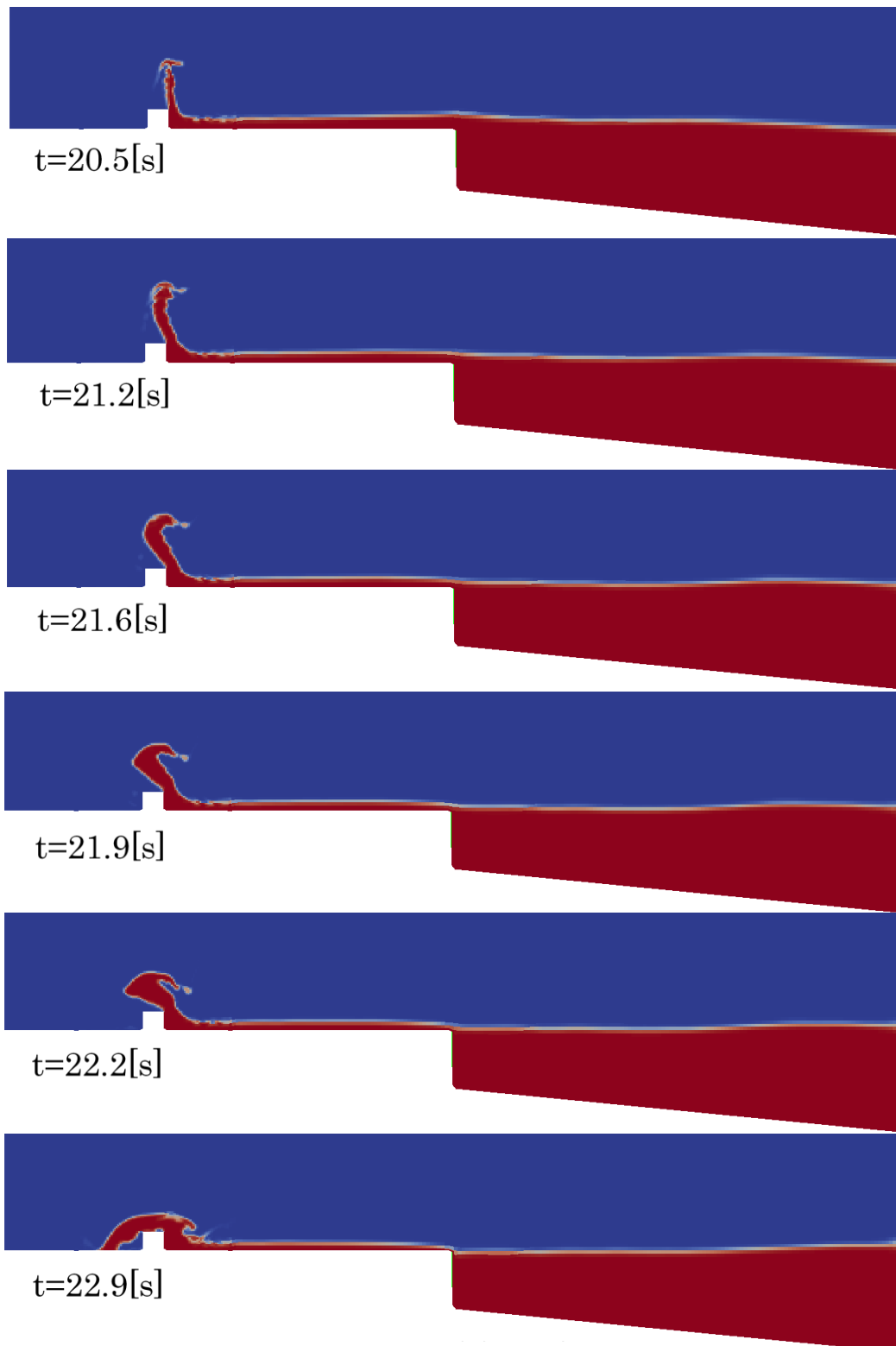


図 4. (2) 正方形断面防波堤に対する津波越流のスナップショット

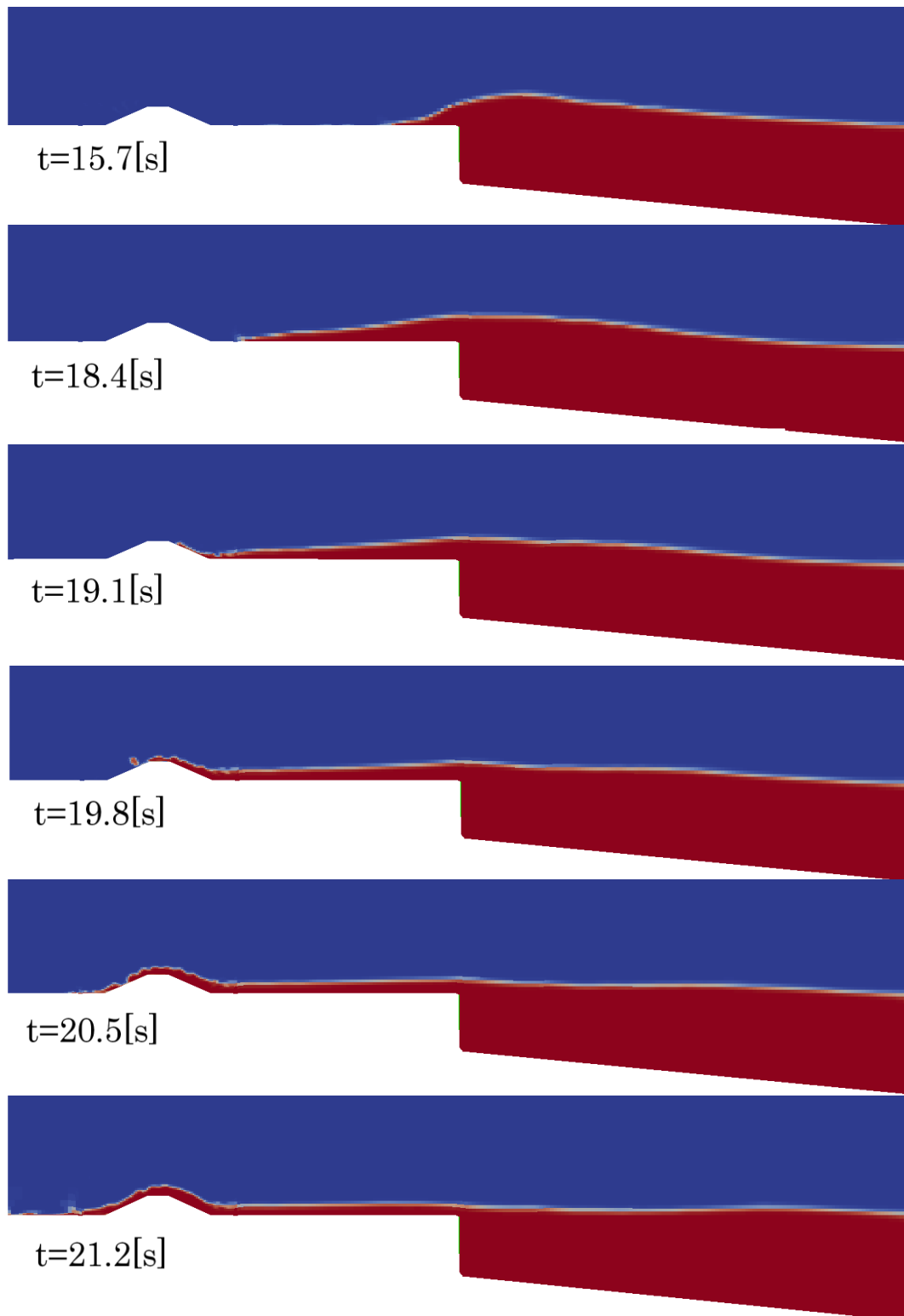


図 4.12 台形断面防波堤に対する津波越流のスナップショット

図 4.16 は(a)正方形断面,(b)台形断面の両者に対して, 岸沖位置 x をパラメータとして OpenFOAM による時間波形の計算結果を示したものである. 正方形断面模型(図 4.16(a))の場合には, 最大水位は防波堤直上の $x=0\text{m}$ で, 現地換算で約 15m の高さが計算されている. 打ち上げが発生した後の流況となる $x=5\text{m}$, 15m の水位は小さいが, 打ち上げ波と越流波が重なる $x=25\text{m}$ 地点では水位が再び高くなっている.

台形断面模型(図 4.16(b))の場合の水位のピーク値はここに示す時間領域では最大 2.4m 程度で, 正方形断面と比較して 15% 程度の小さな値であることがわかる. 沖側から入射する $x=-25\text{m}$ の地点での水位のピークは, 台形断面の沖側斜面にあたる $x=-5\text{m}$ でも維持され, 防波堤直上 $x=0\text{m}$ の防波堤を乗り越える流れも同様の水位ピークとなっている. 防波堤越流後の岸側 $x=5\text{m}$, $x=15\text{m}$ では水位ピークが小さくなっている.

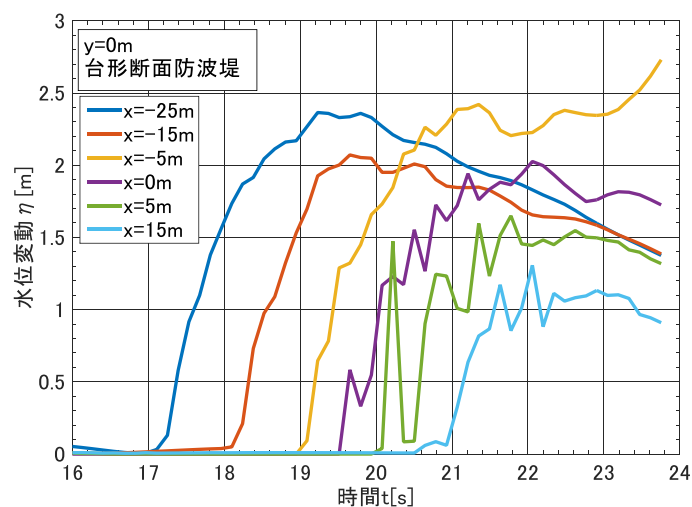
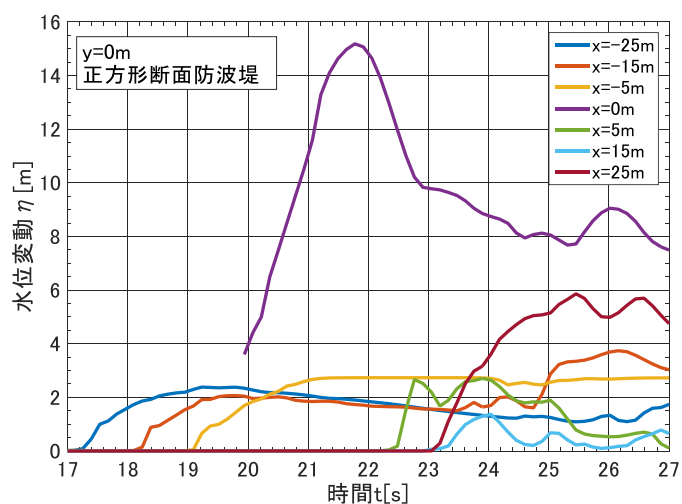


図 4.16 岸沖方向位置 x をパラメータとした水位変動の時間波形
 (a) 上段 正方形断面防波堤
 (b) 下段 台形断面防波堤

4.2.4 本節のまとめ

津波の防波堤越流現象が OpenFOAM を用いることにより、どの程度の精度で再現できるかを検討した。実験では津波模擬波が正方形断面と台形断面の防波堤模型に衝突し、水塊を打ち上げ、越流する状況が得られており、その挙動の再現精度を定量的に比較した。正方形断面模型を用いた実験結果では、津波が模型前面の鉛直部に衝突してジェット状態で模型高の 5 倍程度の高さまで打ち上がるが、メッシュを十分細かくした設定条件 4.2 では模型高の 4 倍程度の値を得た。また鉛直に打ち上がるジェット水塊は後続の水塊の水平方向運動量によって岸側に屈曲した「く」の字型の形状を示すが、数値解析結果もこの特性を再現することがわかった。台形断面を超える津波流動についての数値解析結果は、一部水塊の分離が結果に出ているものの、全体として台形断面に沿う流れとなった。これは実験時の越流状況の画像解析結果とも定性的に一致した。

OpenFOAM の解析は計算負荷が大きく、今回の設定条件 4.2 の解析では、奥行き方向に 0.1m しか計算領域を取ることができなかった。すなわち防波堤に沿う方向(沿岸方向)の流動は解析できず、3次元流動は解析できなかったことになる。また岸沖方向にも 3m の計算領域に制限されており、沖側からの入射波が浅水変形などを行う状況では計算が実施されていない点が、今後の課題となろう。

このように本研究での数値解析には達成できなかった部分もあるが、OpenFOAM の解析結果と画像解析結果との比較検討などから、本解析手法は打ち上げ波の水塊の瞬間的で非連続的な挙動も再現できる事を確認した。流体を粒子群で置き換え Lagrange 的に追跡する SPH 法 (Gotoh-Sakai ; 1999, Shao ; 2010, Khayyer-Gotoh ; 2016 など) を別にすると、水面変動の高精度表現について本節で展開した手法の発展性を示すものと考えられる。一方、容量線式波高形による水位変動の測定結果は、画像解析結果や OpenFOAM による数値解析結果より、顕著に小さく、気液混相状態の打ち上げ波に対する実験的な測定の限界も明らかになった。逆説的には、水塊の打ち上げや分離を伴う流れに対する OpenFOAM の現象解像力が認められたことになり、さらに本解析手法の精密化を通じて、時間変動の激しい気液混相流も表現できる数値解析手法の確立を行う必要がある。

第5章 数値波動水路モデルの実構造物への応用

一般に水理模型実験を実施するには、時間・費用を要するため限られた実験ケースに止まるのが実情である。数値波動水路による解析を模型実験と同条件で実施することにより、ひとたび信頼すべきパラメータ設定や解析結果の補正法が確立されれば、設計で対象とする構造条件や入力条件に対しても数値解析で適正な結果を得ることが出来る。

本章では水理模型実験と併せて数値波動水路モデルを用いて実構造物の設計を行った事例を紹介する。ただし、この事例は外力として津波を対象としたものではなく、通常の風波を対象としたものであるが、構造物に作用する複雑な波の特性を数値波動水路モデルで表現したものであり、実構造物への応用として紹介するものである。

5.1 海岸護岸での CADMAS-SURF の適用事例

5.1.1 目的と背景

本事例の対象である大分県別府港海岸では、高潮の被害によって海岸背後が被害を受けており、高潮に対する防護機能と海岸の利用及び自然環境に配慮した里浜づくりを柱とした高潮対策整備事業が進められた。そのうちの北浜地区1(写真 5.1)において、老朽化して性能が低下した既設消波ブロック被覆護岸(図 5.1)の改良が計画され、海岸利用と防護効果が両立可能な護岸構造として二重パラペット型護岸(図 5.2)への改良を行うことを検討した。



写真 5.1 北浜地区1 護岸の全景

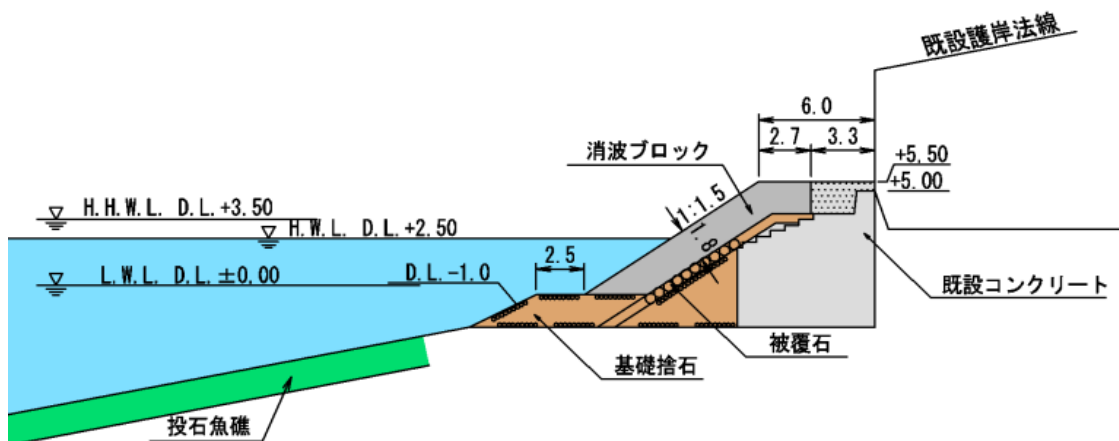


図 5.1 北浜地区 1 の既設護岸断面

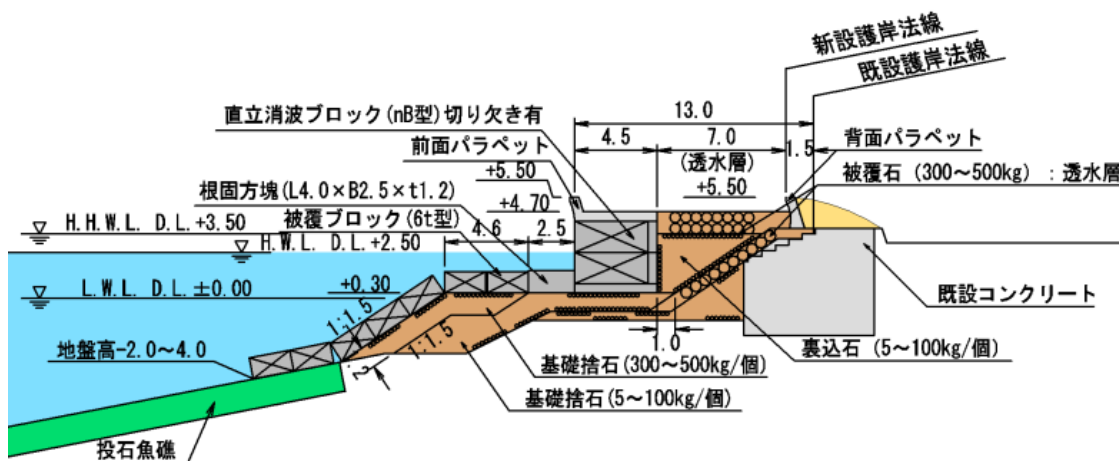


図 5.2 北浜地区 1 の改良断面(案) (二重パラペット型)

二重パラペット型護岸は、来襲した波を消すための消波構造として海岸前面に直立消波ブロック構造を採用し、更に前面のパラペットを越波した水を前後パラペット間で速やかに排水して後部パラペットの越波を極力低減するために、透水層構造(捨石)を採用したものであり、幾つかの機能を組み合わせて、効果的に越波を低減する構造としたものである。

本事例は、このような複合的な機能を有する越波対策護岸の機能を評価するために、二次元ではあるが CADMAS-SURF(以降、CS2D と示す)による解析と水理模型実験を実施し、効果的かつ効率的な護岸断面の設計を行った事例である。

5.1.2 二重パラペット型護岸の特徴

(1) 構造形式の採用の背景

対象地の背後には、集合住宅と宿泊施設が近接しているため越波の影響を極力抑えること、また、隣接している港湾の航路への反射波の影響を抑える構造とする必要があった。これらの要求事項を解決するために、技術検討会やワークショップにおいて地元地域との合意形成を図りながら、護岸構造形式について総合的な比較検討（コスト、機能面、景観面等）を行った結果、直立消波ブロックを用いた二重パラペット型護岸を採用した。

(2) 設計条件と構造条件

対象地の前面海域は、別府港海岸の中では急深な海底地形となっており、設計波高も比較的大きい(表 5.1)。

また、既設護岸断面では、背後地の利用状況等を踏まえて設定した許容越波流量 $0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ (日本港湾協会, 2009)を満足しない結果となることがわかっており、防護面においても改良が必要であることが確認されているが、地元地域との調整において、既設天端高さ以上の嵩上げは行わないことが制約条件であった。

表 5.1 北浜地区 1 の設計条件

項目	50年確率波	
設計水深(m)	-2.0	
海底勾配	1/10	
検討潮位(m)	H.H.W.L +3.5	
設計波	H_0' (m)	3.1
	$H_{1/3}$ (m)	3.3
	$T_{1/3}$ (sec)	7.6
許容越波流量 ($\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$)	0.01	

(3) 二重パラペット型護岸の特徴と課題

図 5.3 は、CS2D による二重パラペット型護岸の解析結果を 1 秒ごとに図化した例であり、左から、①直立消波ブロックの遊水部で反射による越波量の増加を抑制し、②前面パラペットを越波した水塊を透水層内に

流下・排水し，③排水しきれなかった伝達水を背面パラペットで捕捉するという特徴がある。

このうち，②，③については，パラペットの配置間隔，透水層の大きさによって，その効果が大きく変化すると想定された．そこで，護岸断面決定のための主要な諸元を探るために，CS2D を用いて，護岸の値を変化させた越波流量に対する感度分析を実施し，二重パラペット型護岸においては前面パラペット高と透水層幅が主要な諸元であることを抽出した．

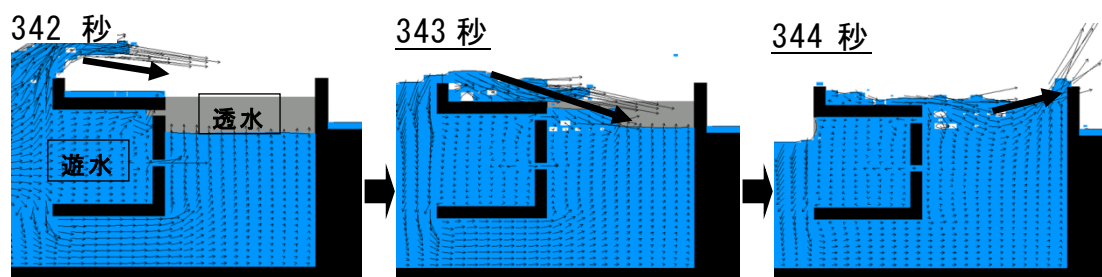


図 5.3 二重パラペット型護岸の CS2D での解析結果

5.1.3 CS2D による越波流量解析

(1) CS2D の解析モデル

既往の越波対策護岸の知見(合田(2008))を用いて，二重パラペット型護岸の仮定断面を設定した．CS2D のモデル化と計算に用いる各種パラメータは，既往の計算例を参考に設定を行った((財)沿岸技術研究センター，2001，2008)．計算領域の大きさは，減衰領域も含めて水平方向 450m，鉛直方向 35m で，計算格子幅は $\Delta x=0.5m$ ， $\Delta z=0.25m$ とした．

この護岸の特徴である越波水排水のための透水層は，図 5.4 に示すようにポーラス要素として配置した．そのポーラス要素のパラメータは，実際に使用する予定である石材に合わせて，基礎マウンドや裏込石と同条件とした．また，直立消波ブロックの遊水部内も，ブロックの空隙率に応じたポーラスとした．背後のパラペット高は，既設計画高と同じ D.L.+5.5m として固定するとともに，マウンドの法先が護岸前面に設置されている投石魚礁に可能な限りかからない条件で検討を行った．

なお，CS2D を用いて越波流量を計測する場合，越波した水が護岸背後に滞留することになり，護岸沖側領域の水位が低下するため，時間経過とともに越波流量が小さく計測されることになる．この現象を防ぐために，越波した水量に応じて前面水位を調整可能なプログラムを用いて対応した．

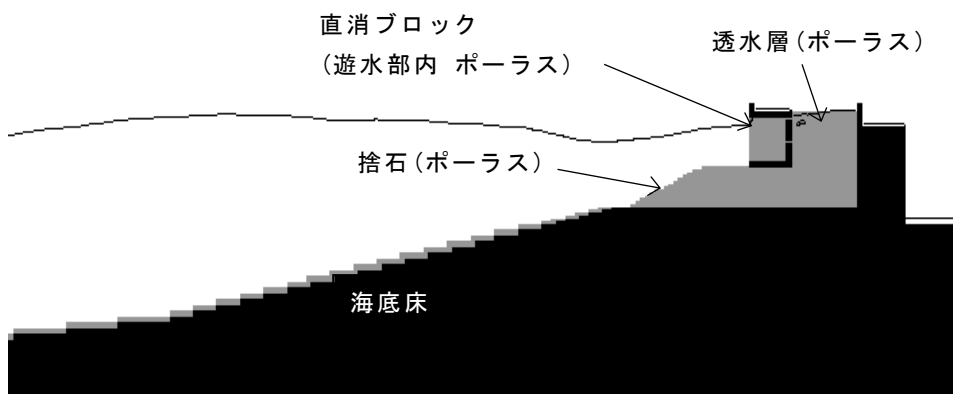


図 5.4 北浜地区 1 の改良断面 (二重パラペット型)

(2) 越波流量の解析結果

越波流量の解析には、護岸位置において設計波と同値となるように波高の検定を実施した 1 波群を入射波条件として設定し、越波流量は後部パラペットの背後に溜まった水量を計測時間で除して、単位幅、単位時間あたりの越波流量として求めた。

図 5.5 は、前面パラペット高と透水層幅について感度分析を行った結果であり、前面パラペット高と透水層幅はトレードオフの関係にある。例えば、“パラペット高+5.2m で透水層幅 8.5m”と“パラペット高+5.65m で透水層幅 6m”の時に許容越波流量 $q_a=0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ を満足する。

図 5.6 は、前面パラペット高を既設護岸と同じ D.L.+5.5m にした場合の透水層幅と越波流量の解析結果であり、既設護岸と同等の天端高とする場合には、7.0m 以上の透水層幅が必要となることがわかった。

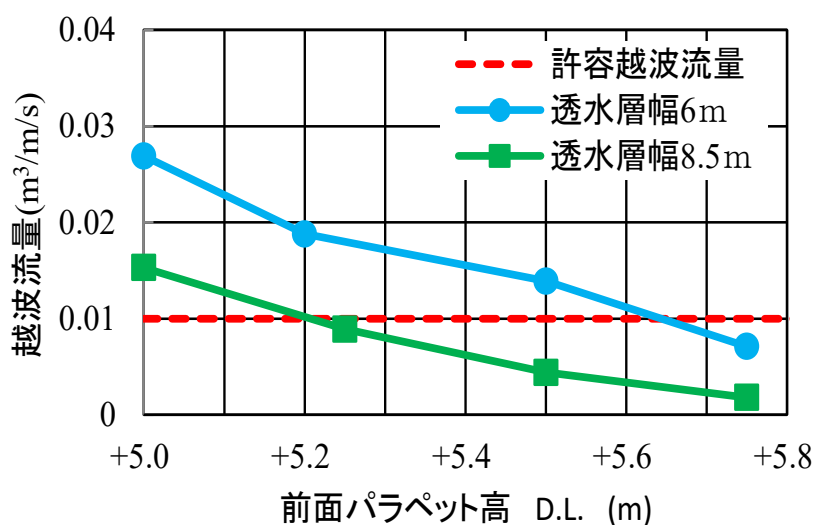


図 5.5 前面パラペット高と越波流量

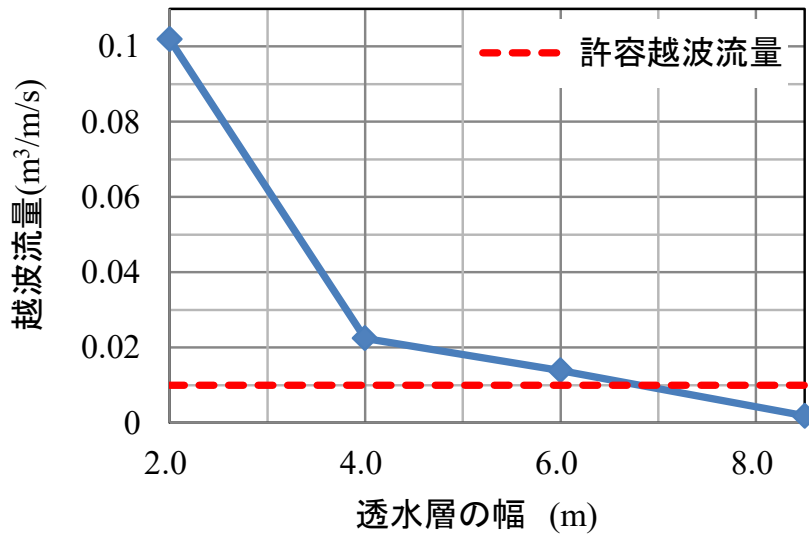


図 5.6 透水層幅と越波流量

図 5.7 は、許容越波流量 $q_a=0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ を満足する、前面パラペット高と透水層の幅をプロットしたものであり、この関係をもとに、許容越波流量を満足する最適な二重パラペット型護岸断面として、前面パラペット高 5.5m、透水層幅 7.0m を設定した。

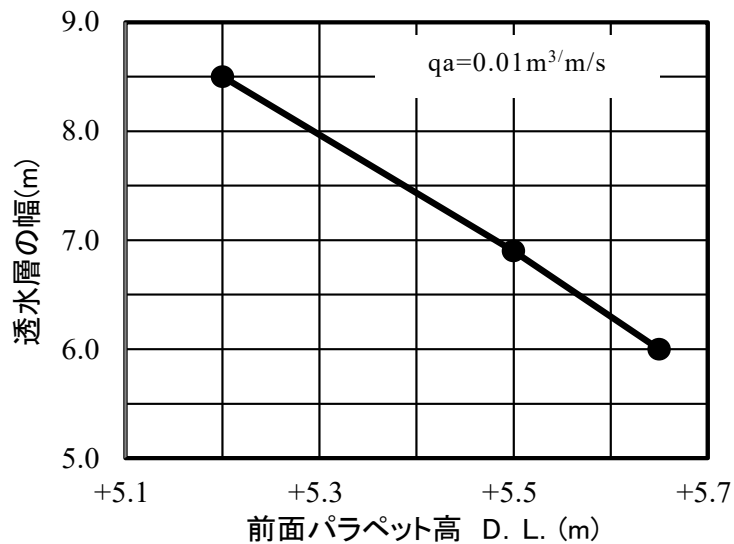


図 5.7 透水層幅と前面パラペット高

5.1.4 水理模型実験による越波低減効果の検討

(1) 水理模型実験

1) 実験水路および縮尺

水理模型実験は、国土交通省九州地方整備局下関港湾空港技術調査事務所の断面水路（長さ 50.0m×幅 1.0m×高さ 1.5m）において、縮尺は 1/25(表 5.2)で実施された。

2) 実験条件

表 5.2 現地量と実験縮尺 (1/25)

		模型	現地
模型寸法	lr	4.0cm	1.0m
波高・波長	$Hr=lr$	13.2cm	3.3m
周期	$Tr=lr^{1/2}$	1.52s	7.6s
越波流量	$qr^{3/2}$	0.8cm ³ /cm/s	0.01m ³ /m/s

3) 実験断面

実験断面は、CADMAS-SURF での検討結果により設定した前面パラペット高と透水層幅を基本として、前面と背面のパラペット天端高の上下と透水層の有無が調整できるように製作された(図 5.8)。

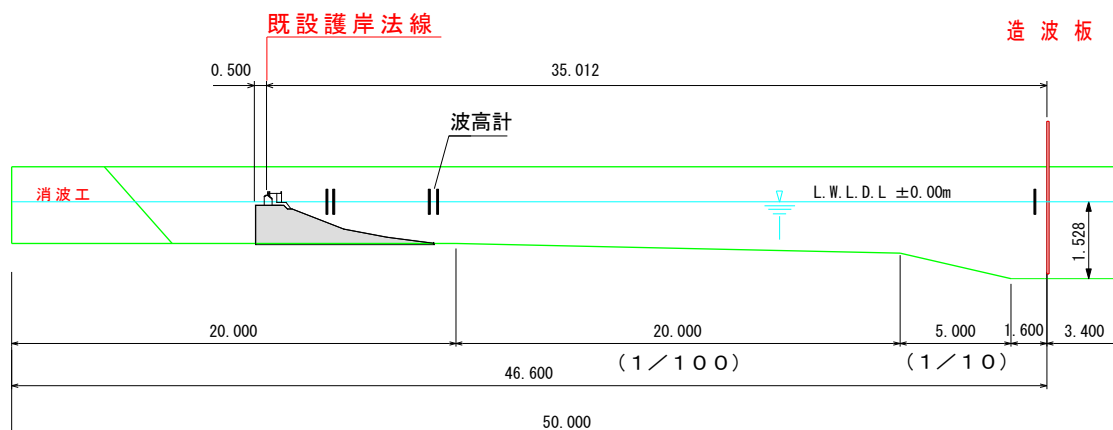


図 5.8 水理模型実験断面図

(2) 水理模型実験の結果

1) a) 越波流量

表 5.3 は，図 5.8 の波高計位置において設計波相当であることを確認した 3 波群の不規則波を用いて越波実験を行った結果である。

前面と背面のパラペット高を，ともに D.L.+5.5m とした場合(Case1-1)，平均越波流量は $q=0.0119\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ となり許容越波流量をわずかに満足しなかった。また，前面あるいは背面パラペット高のどちらか一方を嵩上げし，D.L.+5.7m とした場合(Case1-2, Case1-3)には，どちらのケースも許容越波流量を満足する結果が得られた。

なお，透水層がない場合(Case1-4)には，越波流量が 10 倍程度となり透水層による越波低減効果が大きいことがわかる。

また，写真 5.2 は波群中の高波浪が作用した場合の越波状況であり，前面パラペットで大きく砕波した波が背面パラペットの手前に落下していることがわかる。

表 5.3 実験ケースと越波流量計測結果

Case名	構造諸元			越波流量測定結果			
	前面天端高 (m)	透水層幅 (m)	背面天端高 (m)	波群	越波流量 ($\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$)	平均越波流量 ($\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$)	
Case1-1	+5.5	7.0	+5.5	1	0.0080	0.0119	
				2	0.0149		
				3	0.0128		
Case1-2	+5.7		7.0	+5.5	1	0.0058	0.0086
					2	0.0108	
					3	0.0093	
Case1-3	+5.5	7.0		+5.7	1	0.0053	0.0080
					2	0.0106	
					3	0.0080	
Case1-4	+5.5		0.0 (透水層無)	+5.5	1	0.0960	0.0973
					2	0.1056	
					3	0.0903	



写真 5.2 越波流量の水力模型実験状況

1) 透水層内の水の動き

写真 5.3 は、透水層内での越流水の挙動を把握するため、染料(赤色食紅)を用いて、越波から排水までの水の動きを追跡したものである。

透水層に流入した水の移動経路としては、透水層内に落下した越波水の実質部分が、水位差によって下側に押し、引き波によって透水層から護岸下部の基礎捨石を通過し(左側)、さらに前進に移動して捨石の法先に達し(中央)、そこから海側に排水されている様子が確認できた。



写真 5.3 透水性確認実験状況

5.1.5 実験を踏まえた護岸断面の検討

CS2D で求めた越波流量に対して、水力模型実験での越波流量は 19% 程度大きめとなっているものの、比較的良好な結果と考える。しかしながら、このままでは、越波に対する要求性能を満足しないことから、CS2D での解析値に対して、越波流量を 19% 割増した場合に許容越波流量 $q_a=0.01\text{m}^3/\text{m}/\text{s}$ を満足する前面パラペット高と透水層幅を整理したものが図 5.9 である。

図 5.9 より、当初断面の設定通りの透水層幅 7.0m とする場合、前面

パラペット高を+5.55→+5.60m とする必要があることがわかった(図 5.10).

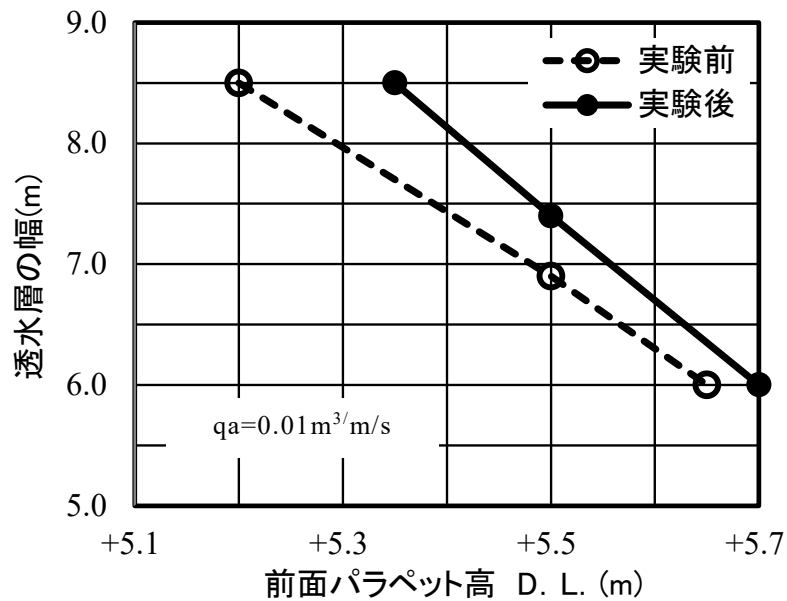


図 5.9 透水層幅と前面パラペット高 (実験後補正有)

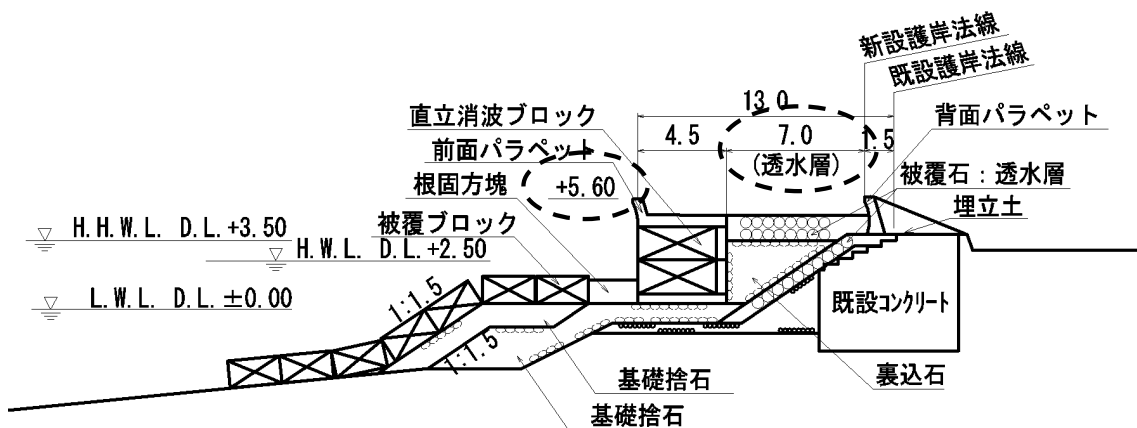


図 5.10 二重パラペット型護岸の標準断面

5.1.6 他の区間への適用

これらの検討は、北浜地区 1 の南側区間を対象としたものであり、北側区間等のその他の区間については、CS2D での解析結果と水理模型実験による補正係数を用いて護岸断面を決定することとし、図 5.11 の手順に従って護岸断面を決定した。

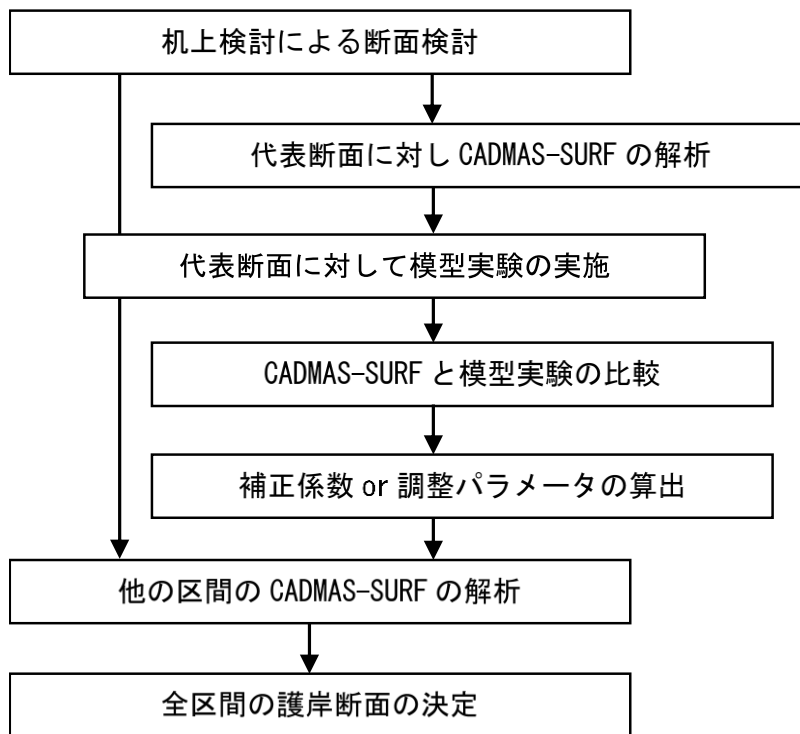


図 5.11 北浜地区 1 の護岸断面の検討フロー

図 5.12 は、南側区間で得られた補正係数（19%割増）を用いて、北側区間の CS2D の結果を補正したものである、南側との検討条件の違いは、設置水深が浅く、砕波による波浪減衰効果が大きく、越波流量が少ないことである。その結果として、前面パラペット高を南側区間に合わせて +5.6m とすると、透水層幅は 6.0m で許容越波流量 $q_a=0.01\text{m}^3/\text{m/s}$ を満足することとなる(図 5.13)。

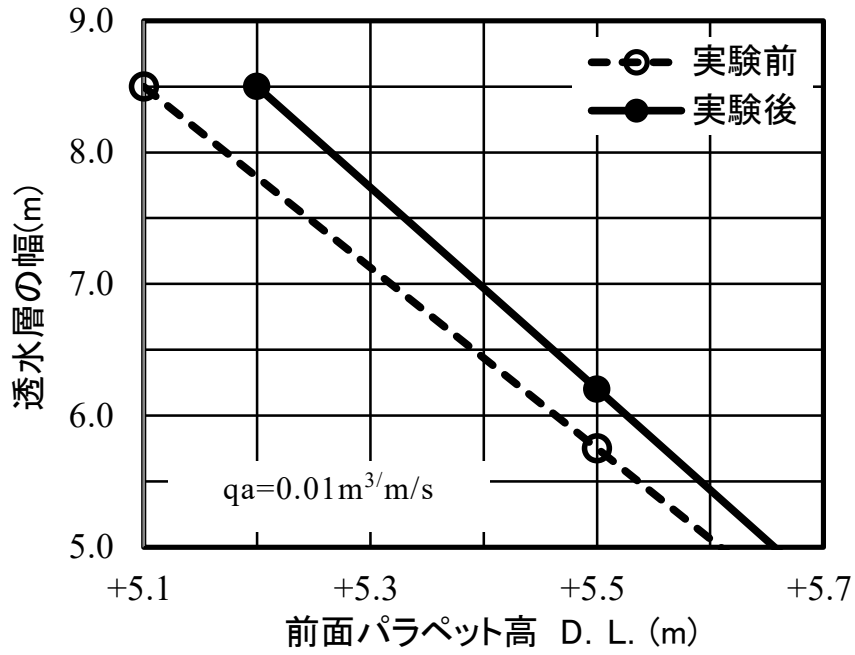


図 5.12 透水層幅と前面パラペット高（北側区間）

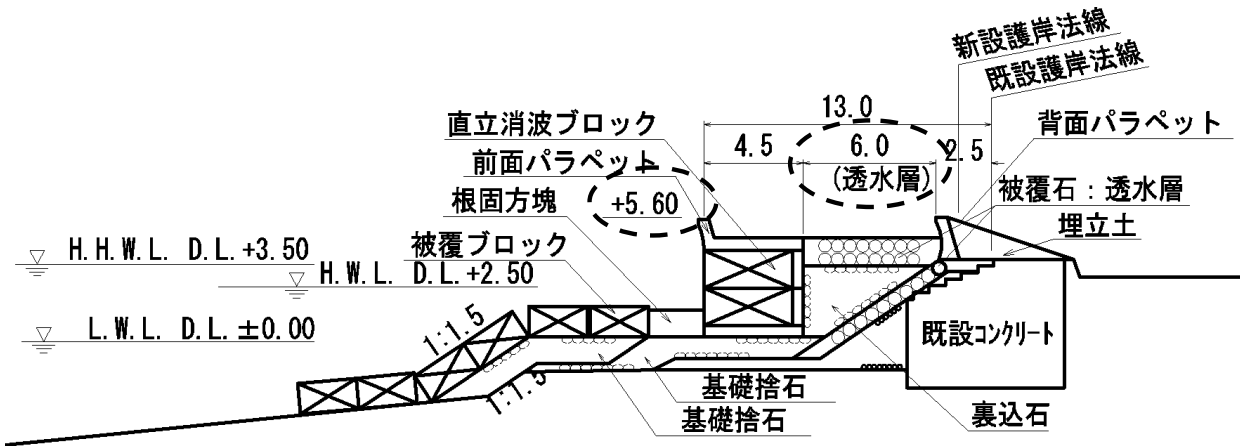


図 5.13 北側区間の標準断面

5.1.7 本節のまとめ

二重パラペット護岸の断面検討において、CS2D で求めた越波流量が、水理模型実験での越波流量と同等という結果が得られ、設計実務における CS2D の適用性が確認出来た。

上記観点から、本節で得られた主な成果を以下に示す。

- (1) 水理模型実験は、時間とコストの制約により、代表断面で検討することが多いため、実験での結果を CS2D の結果の補正やパラメータ調整に反映することで、隣接区間の断面検討の信頼性が向上し、水理模型実験を省略することが可能と出来ることがわかった。
- (2) CS2D による事前検討が予備実験として位置付けられること、CS2D により感度分析を行うことによって、水理模型実験での検討ケースの設定やパラペット高、透水層幅などのパラメータの絞り込みが容易となることがわかった。

5.2 OpenFOAM を用いた防潮堤を越流する津波の計算事例

5.2.1 目的と背景

2011年に東北地方太平洋沖地震が発生して、この地震に伴った津波によって港湾・海岸構造物も被災し、防潮堤の倒壊（写真 5.4）等の報告があった。

近い将来、発生が危惧される南海トラフ巨大地震に伴う大津波に対して、地域の防災、減災へ向けて防護施設の技術開発が求められている。南海トラフ巨大地震に伴う大津波のようなレベル 2 に相当する津波は、設計津波より高くなり、防潮堤を津波が越流することが考えられる。防潮堤を津波が越流した場合、背後にある建物等へ津波波力が作用することになるため、その影響について検討し、減災効果を把握する必要があると考える。

本節では、津波波力による防潮堤の倒壊挙動が近似的に表現できるモデル化および解析方法を提示して、その方法にて数値解析を実施することによって、防潮堤が倒壊する挙動を確認した後、防潮堤背後の建物に作用する津波波力の時刻歴を算出して防潮堤の倒壊によって波力時刻歴がどのように変わるか試験的に検討した。



写真 5.4 防潮堤の倒壊事例

5.2.2 検討対象の防潮堤および解析条件

検討対象の防潮堤の寸法およびその周辺の解析条件を図 5.14 に示す。防潮堤は無筋とし、その防潮堤の背後に建物があると仮定し、防潮堤は湾内または港内にある 2m 程度の規模とした。作用させる津波は、段波状の津波として、図 5.15 のように定義した。段波の立ち上がり時間 T は 5 秒と固定して、波高を変化させる。

本津波解析で使用する解析ソフトとしては、三次元流体解析ツール OpenFOAM を用いる OpenFOAM の概要については第 2 章 2.2 に示す通りである。

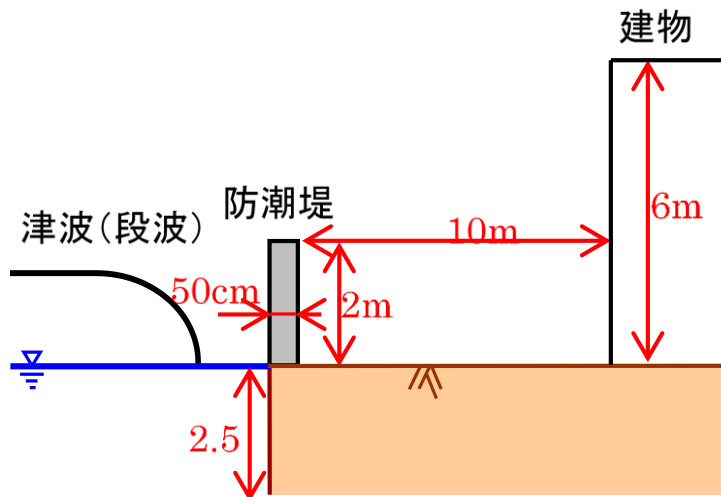


図 5.14 解析対象の防潮堤と建物

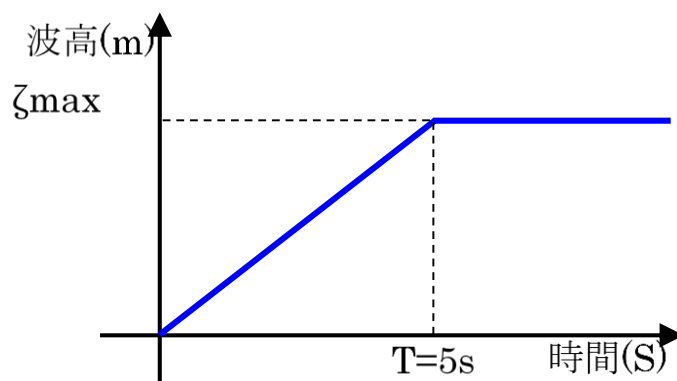


図 5.15 造波(段波)の定義

5.2.3 防潮堤の倒壊挙動の検討

(1) 解析条件

本検討における津波解析では、波高の 1.0m, 1.5m, 2.0m および 2.5m の 4 ケースを行った。津波解析ソフトとして interFOAM を使用して、図 5.16 のような解析領域および解析メッシュモデル、初期水位にて解析を実施した。メッシュサイズについては、浅海域での分散等が表現できるように、津波一波長の 100 分の 1 以下になるよう十分に細かくメッシュ分割した。なお、これ以上細かいメッシュにしても、結果にはほとんど影響ないことは確認している（例えば、現在のメッシュサイズを水平と鉛直ともに 1/2 にしても、後述する解析結果において最大で 1~2% 程度しか変化がなかった）。

この解析領域に対して、奥行方向の計算は行わない 2 次元モデルとして解析を実施した。乱流モデルとしては、動的 Smagorinsky モデルを採用した。

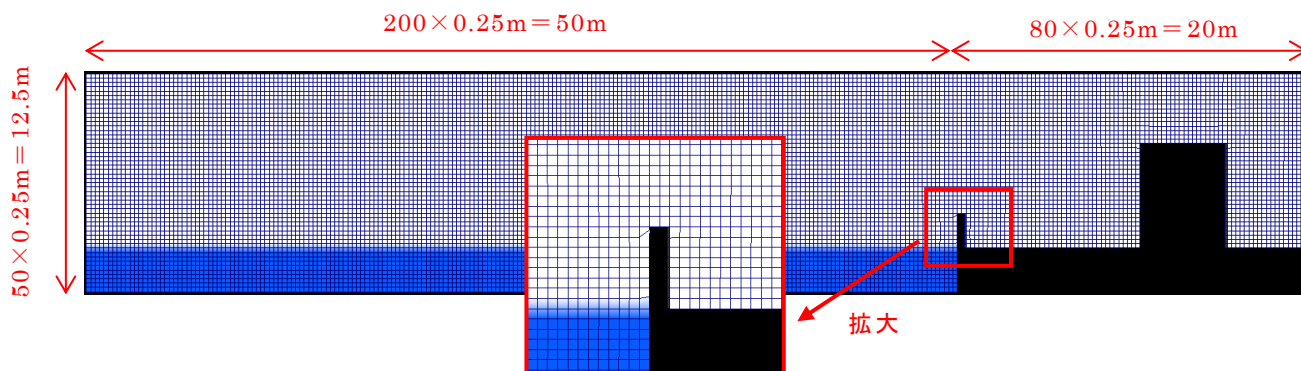


図 5.16 解析領域のメッシュ分割

(2) 解析結果の越流挙動

津波が防潮堤を越流する状態を、代表として津波高さ 1.5m の解析結果のスナップショットで図 5.17 に示す。この図は、津波が防潮堤に到達する (a) 9.25 秒後、防潮堤前面で水位が上昇した時点の (b) 10.0 秒後、津波が防潮堤を越流する時点の (c) 10.5 秒後、建物に津波が到達している時点 (d) 12.5 秒後の水位変動を示している。これらの結果から、津波が防潮堤を越流して建物に津波波力として作用することが予想できる。また、津波高さが一番低い 1.0m の場合でも、同様に津波が越流する結果となった。

なお、参考までに津波高さ 1.5m で防潮堤がない場合も解析を実施しており、建物に津波が到達している時点のスナップショットを図 5.18 に示

す。防潮堤なしのこのケースと防潮堤があるケース（図 5.17）を比較すると、大きく津波浸水挙動が異なり、防潮堤がない場合は勢いよく津波が建物に衝突して、建物の高さ以上に達しているのがわかる。

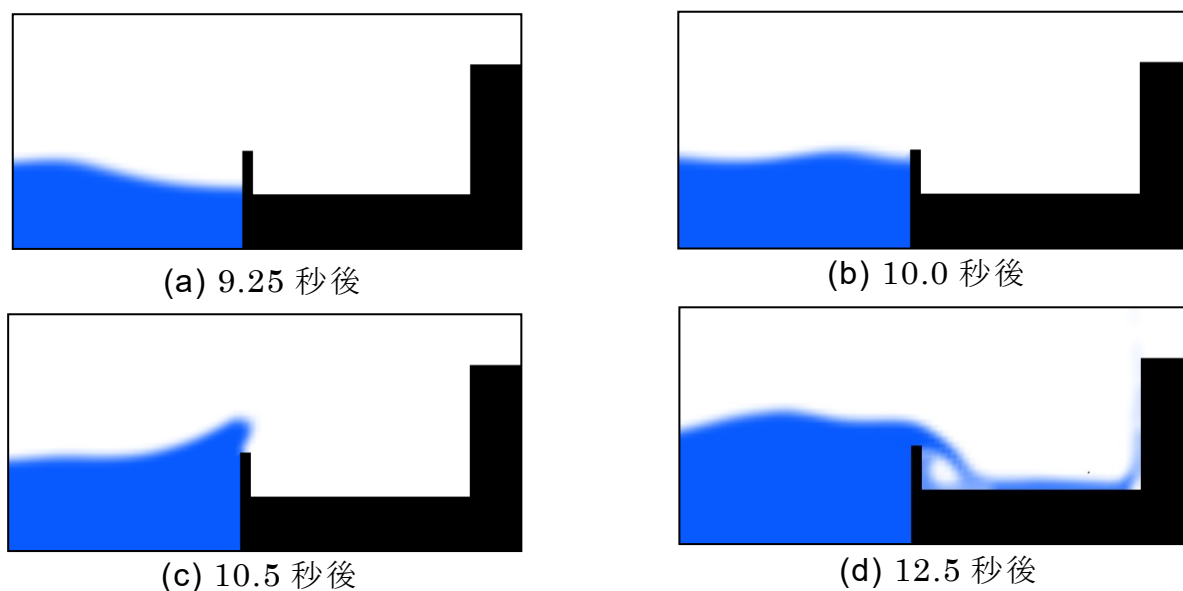


図 5.17 津波高さ 1.5m のスナップショット

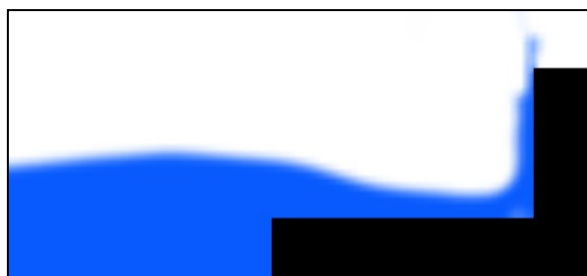


図 5.18 防潮堤がない場合のスナップショット (12.5 秒後)

(3) 防潮堤に作用する津波波力

この解析手法では、直接圧力が算出できるため、防潮堤周辺の圧力を鉛直方向に積分し、防潮堤に作用する津波波力を求めることができる。このようにして求めた各ケースの津波波力の時刻歴を図 5.19 に示す。この図から、波高が高いほど最初に衝撃的な波力が発生していることがわかる。波高が一番低い 1.0m の場合には、その衝撃的な波力は現れず、水位上昇に伴う静水圧が支配的となるような挙動を示している。波高が高いケースについても、衝撃的な波力を示した後は、同じ静水圧が支配的な挙動を示している。なお、グラフ内の黒丸と白丸のマークについては後述する。

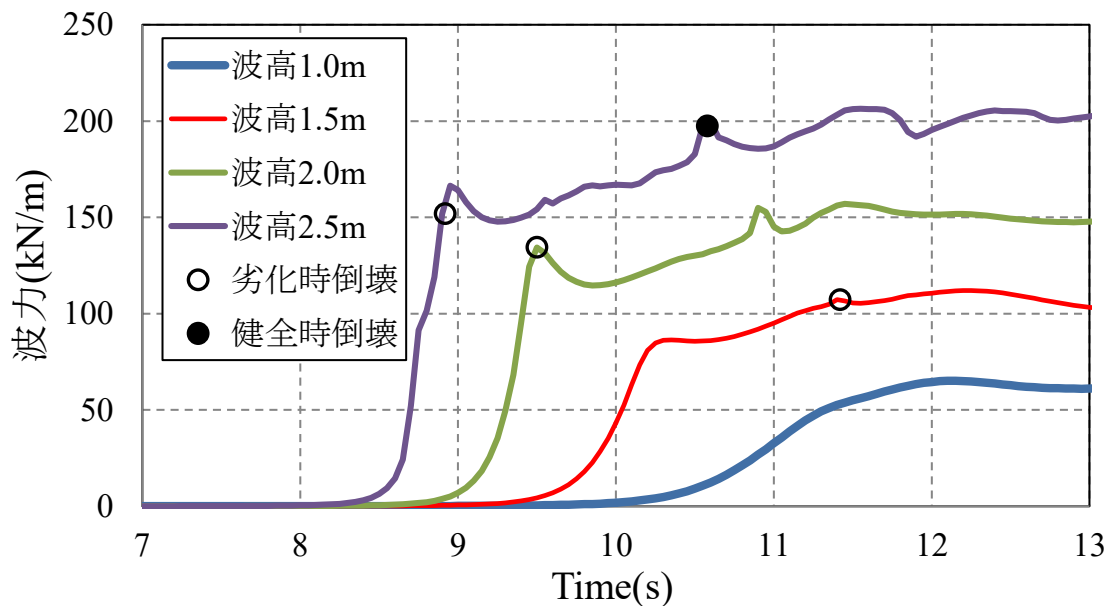


図 5.19 防潮堤に作用する波力

(4) 防潮堤の倒壊挙動

前述した津波波力を入力として、防潮堤に対する構造解析を実施する。構造解析の種類としては、津波波力が時刻歴データ（図 5.19）として得られているため、それを入力とする時刻歴応答解析とし、材料非線形性と幾何学的非線形性を考慮する。

ここで、写真 5.4 に示した防潮堤の破壊では海側の鉄筋が見えており、基礎と一体化が図られていたと推察されるが、設計以上の外力作用や鉄筋の付着力低下によって、一体化の状態が損なわれると、壁体全体が回転するなど大きく損壊すると言える。そのため、本検討では防潮堤と基礎の一体化が損なわれる状態として、コンクリートの曲げひび割れ破壊を想定することとした。

防潮堤に対する構造解析モデルについては、材料非線形性が考慮できるファイバーモデルを用いた構造解析ソフト (EERC/Fiber) を使用した。要素分割は、高さ方向に 100 分割、厚さ方向に 20 分割とした。防潮堤のコンクリートについては、基準強度 18N/mm^2 の無筋コンクリートとしヤング率は $2.2 \times 10^4\text{N/mm}^2$ と設定した。引張強度の許容値をコンクリート標準示方書のコンクリート引張強度の式より 1.6N/mm^2 と設定し、これを超えた時点で曲げひび割れが発生し倒壊すると判断することにした。このコンクリートの材料構成則としては、実務の耐震設計で実績のある道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編 (2012) で規定されているコンクリ

ートの応力度－ひずみ曲線を用いた。

荷重条件としては、まず、津波波力を与える前の防潮堤の初期状態として自重を載荷し、圧縮の応力状態としてから、津波波力の時刻歴データを入力とする。この解析方法にて構造解析を実施した結果、波高が最も高い**2.5m**のケースだけが、防潮堤基部において引張強度を超え、ひび割れが発生し倒壊するという結果になった(その倒壊時点を前述の図 5.19 内の黒丸で示している)。ただし、この結果は、防潮堤が健全な強度を保っていると仮定した場合である。

全国には供用後 30 年を超える施設が多く存在し、老朽化の進行による防潮堤の機能低下が危惧されている。そこで、本研究では、防潮堤の倒壊の挙動の解明を目的とするため、防潮堤が機能低下したと想定して、再度検討することにした。この機能低下の程度は、古谷ら(2012)を参考にして、劣化により強度が 50%になったと設定した。このように強度を設定して再度、全ケース同様な構造解析を実施した。その結果、波高 1.5m、2.0m においても、防潮堤基部において引張強度を超えて倒壊するという結果になった。その倒壊時点を前述の図 5.19 内の白丸で示している。一方、波高 1.0m については、このように劣化が生じていても倒壊には至らない結果となった。

図 5.20 は、倒壊に至る波高 1.5m の場合の部材の解析結果であり、津波が到達する前(自重のみを載荷した状態)、津波波力が作用した時点(時刻 10.1 秒)、および倒壊すると判定した時点(時刻 11.42 秒)の変形応力コンター図である。変形状態を明確にするため、変形表示倍率を 1000 倍にしている。同図(c)から、引張側基部で倒壊しているが、圧縮側については劣化により強度が 50%になったと仮定しても十分に耐力がある結果となった。

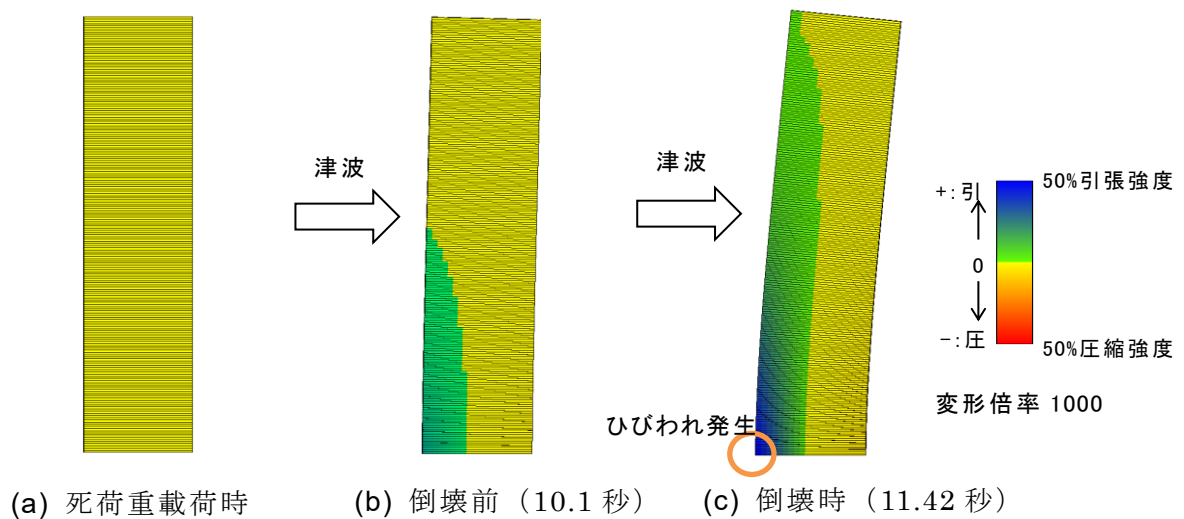


図 5.20 波高 1.5m の応力コンター変形図

5.2.4 防潮堤の倒壊の表現法

(1) 防潮堤の倒壊の表現法

防潮堤の倒壊は、前述した解析による防潮堤の損傷箇所や写真 5.4 の例から、防潮堤基部が損傷して、防潮堤下端を中心として回転しながら倒壊すると仮定できる。津波によって防潮堤が倒壊する挙動を正確に表現するには、構造物（防潮堤）と流体（津波）の相互作用を考慮した解析を実施しなければならないが、本研究では、予め防潮堤の倒壊挙動（防潮堤下端を中心としてある速度で回転して倒壊）を設定した解析とした。すなわち、防潮堤をひとつの境界と考え、その境界が回転移動する解析法である。このような倒壊挙動を表現するため、OpenFOAM のうち、境界の移動とそれに伴う計算領域の変形を扱うことができる二相流ソルバ `interDyMFoam` を用いた。前述の構造解析より得られた倒壊と判定される時刻から、防潮堤の回転変形をスタートさせ回転速度と終局状態を制御するために、移動メッシュユーティリティの修正を行い、解析を実行した。

(2) モデル化および解析条件

防潮堤の倒壊を考慮したメッシュモデルを図 5.21 に示す。このメッシュモデルは、防潮堤が回転して傾いてもできるだけメッシュがつぶれないように工夫した。具体的には、同図(b)の倒壊途中の状態メッシュを生成して、これを基準に倒壊前および倒壊後の状態のメッシュモデルを

設定した．このように工夫しても，本手法では完全倒壊までは解析的に困難であり，本検討では 50 度傾くところまでを解析範囲とした．なお，東日本大震災において，被災した防潮堤の中には，完全倒壊しないケースも見受けられた．

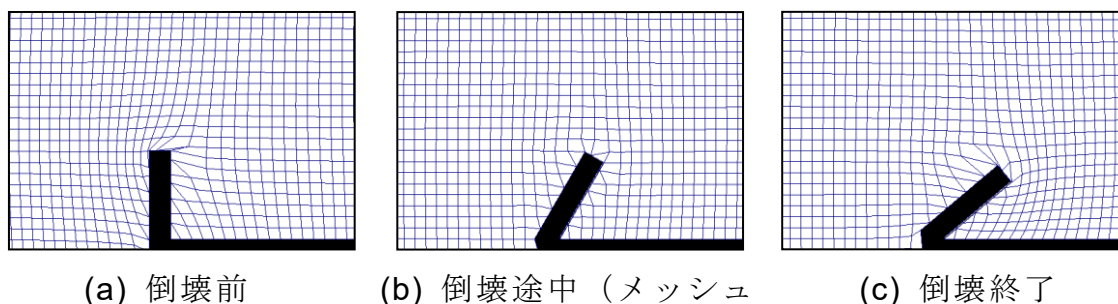


図 5.21 防潮堤の倒壊を考慮したメッシュモデル

5.2.5 防潮堤の倒壊を考慮した検討

(1) 検討ケース

本項では，前述の構造解析の結果から，防潮堤が倒壊すると判定した波高 1.5m，2.0m，2.5m の 3 ケースとした．また，防潮堤の倒壊を開始する時刻は，前述の構造解析で倒壊と判断した時刻（図 5.19 内に示した白丸の位置）とした．防潮堤の倒壊速度については，前述の 50 度倒壊するまでの時間（以下，「倒壊時間」と呼ぶ）で表すことにより，一定速度で早く倒れる 1 秒とゆっくり倒れる 5 秒の 2 種類とした．

(2) 解析結果のスナップショット

防潮堤の倒壊を表現した解析例として，津波高さが 1.5m，倒壊時間が 1 秒の場合の解析結果のスナップショットを図 5.22 に示す．この図から，防潮堤が倒壊して，津波が建物に達しているのがわかる．前述した防潮堤が健全である図 5.17 (d) の同じ時刻の越流状態と比較して，建物に到達する津波の状態が異なることがわかる．

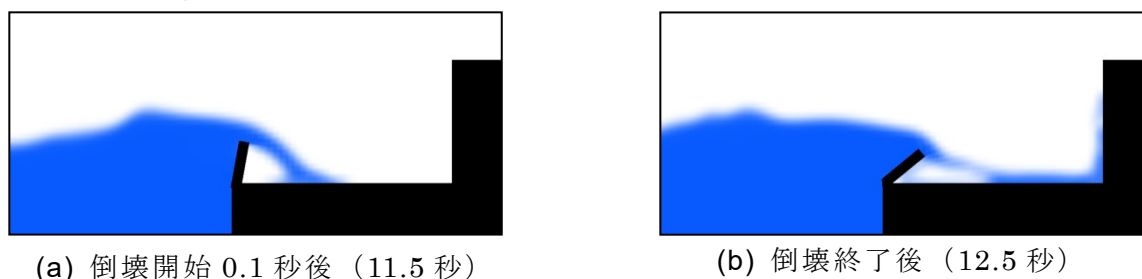


図 5.22 解析結果（防潮堤が 1 秒で倒壊）

(3) 建物に作用する波力

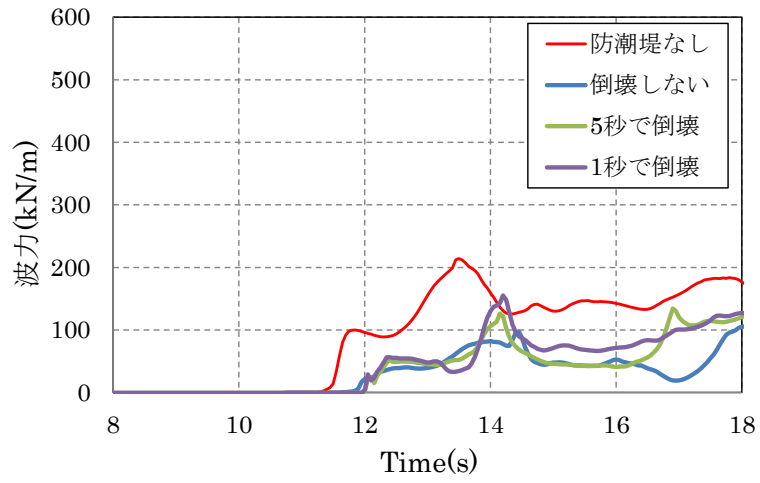
各ケースにおいて、防潮堤の背後にある建物に作用する波力の時刻歴を図 5.23 に示す。この図から、波高が高くなると、建物に作用する波力が大きくなる傾向を示すことがわかる。各波高の解析結果について、以下に考察する。

まず、波高 1.5m の同図(a)から、防潮堤なしと防潮堤あり（倒壊しない）の波力を比較すると、大きな差があることがわかる。また、防潮堤なしと防潮堤が倒壊するケースを比較しても、倒壊しないケースほどではないが差が現れることもわかる。倒壊の速さを変えた場合（1秒と5秒）では、それほど明確な差がない結果となった。参考までに、倒壊時間を0.1秒にして瞬時に倒壊すると仮定したケースも新たに実施したが、同様に差がないことを確認している。

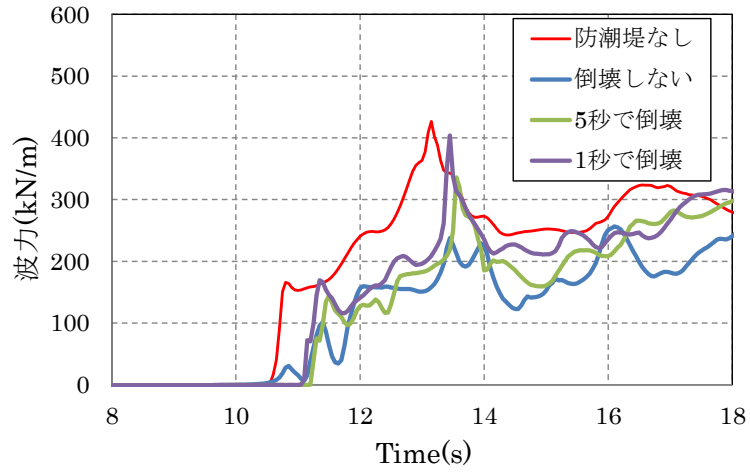
次に、波高を 2.0m（同図(b)）、2.5m（同図(c)）において、防潮堤なしと防潮堤あり（倒壊しない）の波力を比較すると、波高が高くなると波力の大きさや波圧の傾向の差が小さくなる。一方、防潮堤が倒壊するケースについては、防潮堤なしのケースの結果に近づいていくこともわかる。

最後に、津波波力の最大値に対して各ケースで比較した結果を表 5.4 に示す。この表からも、前述した通り波高が 1.5m のときには各ケースで差があるが、波高が高く（2.0m と 2.5m）なるとその差が小さくなることがわかる。防潮堤の効果としては、波高が 1.5m のときに、防潮堤がある（倒壊しない）と防潮堤がないケースに比べて建物に作用する波力が半分に低減できるが、波高が高くなるとその効果は小さくなるといえる。

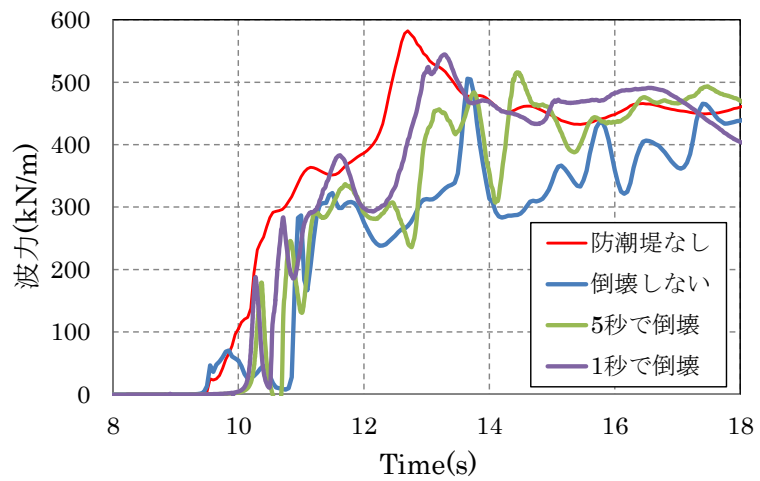
以上から、津波高さが低い 1.5m においては防潮堤が倒壊（本研究では完全倒壊ではなく、50度防潮堤が傾くことを倒壊と仮定）しても、ある程度の高さを有していれば、健全な状態と同等に背後の建物に対する波力を低減できる可能性があることがわかった。しかし、津波高さ 2.0m, 2.5m においては、その傾向は小さくなることもわかった。



(a) 波高 1.5m



(b) 波高 2.0m



(c) 波高 2.5m

図 5.23 建物に作用する波力

表 5.4 建物に作用する波力の比較

(単位 : k N)

解析条件	波高1.5m	波高2.0m	波高2.5m
防潮堤なし	214.0 (1.00)	426.8 (1.00)	582.4 (1.00)
倒壊しない	105.1 (0.49)	256.6 (0.60)	505.7 (0.87)
5秒で倒壊	134.5 (0.63)	336.1 (0.79)	515.6 (0.89)
1秒で倒壊	155.3 (0.73)	403.7 (0.95)	544.4 (0.93)

5.2.6 本節のまとめ

OpenFOAM を用いることによって、津波波力による防潮堤の倒壊挙動が近似的に表現可能であることが確認できた。また、防潮堤背後の建物に作用する津波波力への防潮堤の倒壊の影響についても解析を行った。本節で得られた知見と課題は、次の通りである。

- (1) one-way であるが、防潮堤の倒壊挙動が表現できるモデル化および解析方法を提示した。
- (2) 津波解析から得られる時刻歴の津波波力を入力として構造解析を実施した結果、防潮堤の基部が損傷して回転しながら倒壊するという挙動となり、東北地方太平洋沖地震津波における倒壊事例と同様となることを確認した。
- (3) 構造解析結果から、倒壊開始時刻を決定して防潮堤が回転しながら段階的に倒壊することを考慮した解析を実施した。その結果、防潮堤が倒壊しても、ある程度の高さを有していれば、健全な状態と同等に背後の建物に対する波力を低減できる可能性があるということがわかった。しかし、その傾向は、波高が高くなると小さくなることもわかった。
- (4) 本研究では、防潮堤の倒壊において完全な倒壊状態となるまで実施していない。また、作用する津波の種類が少なく任意の防潮堤形状に対して検討を実施しただけであり、倒壊時間による越流の影響などを解明するためには、更なる検討が必要である。

第6章 結論

本論文は、数値解析を用いることで港湾や海岸の構造物に作用する3次元的な波や流れの作用に対して、効果的・効率的な設計や波・流れと構造物の連成的な解析を目標としたものである。そのような流体運動をより高精度に解明するために、水理模型実験による3次元流動場の計測と実験と同じ形状モデルでの数値波動解析を実施した。両者の結果による3次元流動の特徴を整理するとともに比較検討を実施し、成果としてとりまとめた。

本章では、これまでの各章で得られた研究成果を要約し、本論文の結論とする。

第1章では、本研究の背景と目的を述べた。また、本論文の構成と各章の概要を示した。

第2章では、本研究で使用した3次元流動場の数値解析モデルとして用いたCADMAS-SURF/3DとOpenFOAMについて、それぞれ概説するとともに基礎方程式について紹介した。

- 1) CADMAS-SURF/3Dは、港湾施設や海岸施設などの沿岸構造物の耐波設計に特化して開発された数値解析モデルであり、VOF法を用いることによって、波の伝播、越波、波～構造物あるいは、波～構造物～地盤の相互干渉等の現象解明に使われてきている。
- 2) OpenFOAMの海岸工学への適用に関する研究の歴史はごく新しいが、大規模3次元津波解析、津波の橋梁への衝突波形と波力、津波による空気層を考慮した揚圧力、砂浜地形上の遡上波と引き波の3次元流動など、近年活発に研究がなされている。

第3章では、鹿児島大学の平面実験水槽内に導入された津波造波装置を用いた水理模型実験を行い、有限長の防波堤模型まわりの津波越流によって生じる3次元流体場が以下のような複雑な挙動を示すことを明らかにした。

- 1) 沖方からの入射波は防波堤設置区間で反射され再び沖方に向かうが、防波堤が設置されていない区間より波のエネルギーが高いため、反射波が防波堤のない開口区間にも回折の形で波が拡がっていく。
- 2) 防波堤上では越流により水位が高くなり、越流のない区間へと横方向に流れが発生する。

- 3) 防波堤を越流後は水塊の落下によって波の状態から激しい渦や乱れを伴う流れの状態に移行する。防波堤のない区間からの侵入波は、顕著なエネルギー減衰はなく、波動の性質を保持している。この波が防波堤背後域に回折波として侵入し、激しい渦を伴う越流後の流れと小さな時間差を持って重なり合う。

第4章では、水理模型実験と同じ構造物・波浪条件で数値波動水路による流動解析を実施した結果、以下のことがわかった。

(1) CADMAS-SURF/3D

- 1) 正方形断面モデルの結果については、防波堤前面や直上で打ち上げ水塊の発生があるところで数値解析による実験結果の再現精度が低下した。越流後の渦を伴う流れと開口部からの侵入波が重なる箇所においても両者の一致度は低下する傾向が見いだされた。
- 2) 台形断面モデルについては、越流状況が正方形断面モデルに比較して減少が漸变的であり、両者の一致度は良かった。ただし、ピーク水位の発生時がやや異なることや、計算波形に鋭敏な振動が部分的に生じることなど、いくつかの課題も見いだされた。
- 3) 実験結果と計算結果の一致度を平均2乗誤差で評価したところ、岸沖方向・沿岸方向の両者の一致度の分布を定量化することができた。また全般的に津波の衝突・打ち上げ・落水水塊と通過波との重合など、現象の激しい正方形断面モデルの一致度が台形モデルのそれより低下することがわかった。
- 4) 3次元数値計算(CS3D)と2次元数値計算(CS2D)との比較検討の結果、全般的にCS3DがCS2Dより大きな値を示したが、CS3Dの場合、沿岸方向の計算領域幅を狭くとしたことによる影響と考えられる。

(2) OpenFOAM

- 1) 正方形断面モデルを用いた水理実験において、津波を防波堤構造物に作用させた場合、模型高さの5倍程度の高さまで津波ジェット流が跳ね上がるが、数値解析結果でもやや小さいが同規模の打ち上げ高を得た。
- 2) 前面の鉛直部で打ち上がったジェット流が後続の水塊の水平方向運動量によって岸側に屈曲した「く」の字の形状を示すが、数値解析結果もこの特性を良好に再現した。

- 3) 実験時に撮影された打ち上げ波や越流波における水塊の分離現象に対しても、数値解析結果は定性的に再現しており、本数値解析手法が空中での水塊の分離を伴う現象を含めた気液混相状態の流れを表現しうることが明らかになった。

第5章では、実際の構造物の設計等に対して CADMAS-SURF と OpenFOAM を用いた事例を示した。

(1) 海岸護岸へ CADMAS-SURF の適用例

二重パラペット護岸の断面検討において、CS2D (CDMAS-SURF/2D) で求めた越波流量が、水理模型実験での越波流量と同等という結果が得られ、設計実務における CS2D の適用性として以下の点が確認出来た。

- 1)水理模型実験は、時間とコストの制約により、代表断面で検討することが多いため、実験での結果を CS2D の結果の補正やパラメータ調整に反映することで、隣接区間の断面検討の信頼性が向上し、この区間の水理模型実験を省略することが可能となる。
- 2)CS2D による事前検討を予備実験としての位置付けや、感度分析を行うことによって、水理模型実験での検討ケースの設定や、実験で確認したいパラメータの絞り込みが容易となる。

(2) 防潮堤へ OpenFOAM の試験的検討例

防潮堤を越流した津波による背後構造物への作用について、防潮堤の健全な状態、倒壊した状態に対して、津波波圧の変化を試験的に検討した。得られた知見と課題は、以下の通りである。

- 1)one-way であるが、防潮堤の倒壊挙動が表現できるモデル化および解析方法を提示した。
- 2)津波解析から得られる時刻歴の津波波力を入力として構造解析を実施した結果、防潮堤の基部が損傷して回転しながら倒壊するモードとなり、東北地方太平洋沖地震津波での倒壊事例と同様となった。
- 3)防潮堤が回転しながら段階的に倒壊することを考慮した解析を実施した結果、防潮堤が倒壊してもある程度の高さを有していれば、健全な状態と同等に背後の建物に対する波力を低減できる可能性があるということがわかった。しかし、その傾向は、波高が高くなると小さくなることもわかった。

4)本研究では、防潮堤の倒壊において完全な倒壊状態となるまで実施していない。また、作用する津波の種類が少なく任意の防潮堤形状に対して実施しただけであり、倒壊時間による越流の影響などを解明するためには、更なる検討が必要である。

以上、本論文は、水理模型実験と数値波動解析（CADMAS-SURF, OpenFOAM）を用いて、津波等の流れが作用した場合の構造物周辺の3次元の流動場についての研究を行ったものである。数値波動解析によって、水位変動については概ねの再現性を確認することが出来たため、波圧についても同様の数値が得られると期待できる。

CADMAS-SURFの2次元モデルは、計算負荷が比較的小さいこともあって、津波や波浪の構造物への作用に対する解析事例が蓄積されており、解析手法として成熟された状態にある。ただし、流速場については実験等と比較した事例はそれほど多くはない。一方、CADMAS-SURFの3次元モデルは、津波が防波堤などの構造物を越流した場合のような3次元的な複雑な流速場の表現が可能であり、今後構造物の設計へ適用する要請は一層高まるものと思われる。しかし、本研究のCS3Dで得られた水位波形には細かな振動波形が重なることや、計算領域幅に起因すると想定される2次元モデルとの解析結果の違いなど、現象再現力における課題が散見される。これらは、適用事例を増やすことにより、解析手法として精錬されていくと思われ、更に流速場の表現についても精度向上が期待される。

また、OpenFOAMは、本論文では津波の越流に対して比較的良好な結果が得られているが、海岸・海洋構造物への適用が始まったばかりであり、実構造物への適用にあたっては、様々な条件による水理模型実験等との定量的な評価を行う必要がある。

著者が専門とする港湾や海岸の構造物には、第3章、第4章で研究したような3次元的な波や流れの作用を考慮すべき箇所がある。例えば、防波堤の堤頭部や防潮堤の開口部などがこれに該当する。このような箇所は、波や流れが複雑となるため構造物が壊れやすい箇所として知られており、図6.1のように津波によって堤頭部だけが被害を受けるという特徴的な事例の報告もある。現在の設計実務的な対応としては、経験的に必要な重量を1.5倍にしたり、波高や流速を大きく評価するなどして安全側の整備を行っている。

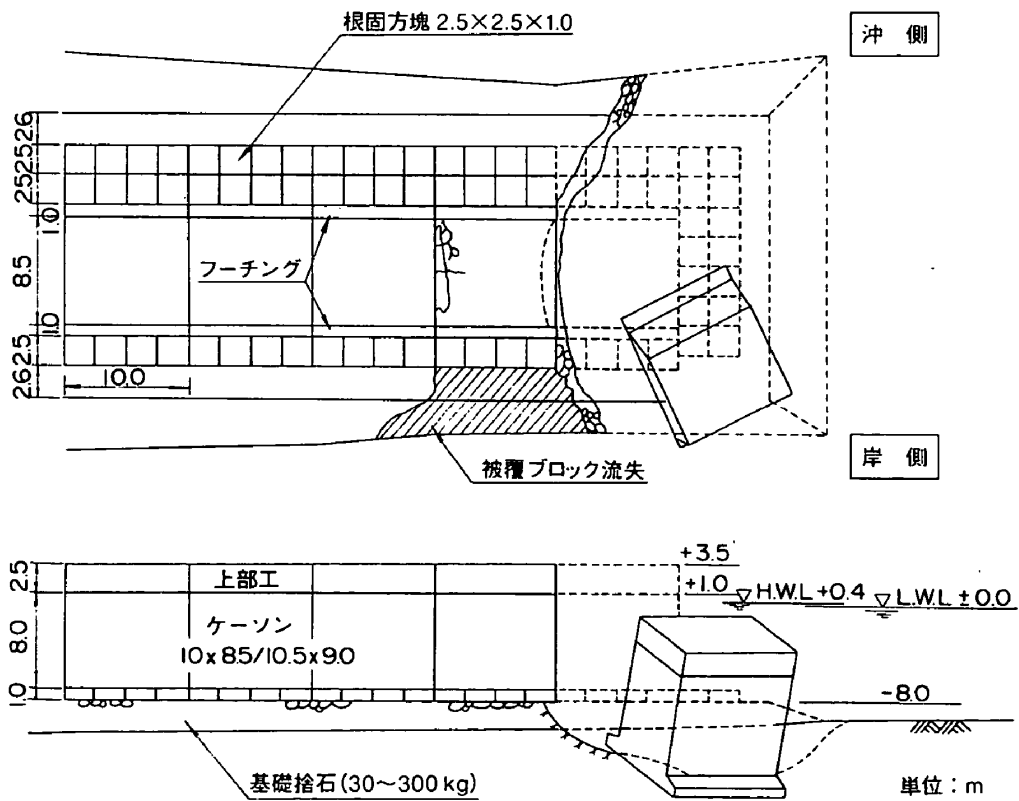


図 6.1 1993 年北海道南西沖地震津波による奥尻島防波堤の被害状況

本研究の成果としては、数値波動解析による構造物周辺の流動場の 3 次元特性を明らかにすることが出来たが、更に精度良く波や流れの作用の算定が可能となれば、効果的に構造物の安全性を評価することが可能となる。

今後、様々な条件での流動場における波圧や流速などについて、更に研究を進めることによって、複雑な波浪や流動場における構造物の効果的・効率的な設計を可能としたい。

参考文献

- 岩田好一郎・川崎浩司・金度三(1994): 水中構造物による砕波の数値計算, 海岸工学論文集, 第 42 巻, pp.781-785.
- オープン CAE 学会(2016): OpenFOAM による熱移動と流れの数値解析, 森北出版, p.226.
- 川崎浩司・松浦翔・坂谷太基(2013): 3 次元数値流体力学ツール OpenFOAM における自由表面解析手法の妥当性に関する検討, 土木学会論文集 B3(海洋開発), Vol.69, No.2, pp.748-753.
- 合田良実(2008): 耐波工学, 鹿島出版会, 3.8 構造物沿いの波高分布, pp.87-91., pp.132-149., p.430.
- 合田良実 (2008) : 耐波工学, 鹿島出版会
- 港湾空港技術研究所(1994): 1993 年北海道南西沖地震津波の特性と被害, 港湾空港技術研究所資料, No. 775, p.134.
- 港湾空港技術研究所(2011): 2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報, 港湾空港技術研究所資料, No. 1231
- 国立国会図書館, NDL 東日本大震災アーカイブ
- 熊谷兼太郎, 渡邊祐二, 長尾憲彦, 鮎貝基和(2011): 2011 年東北地方太平洋沖地震津波による海岸保全施設の被害調査, 国土技術政策総合研究所資料, No.658
- 財団法人 沿岸技術研究センター(2001): 数値波動水路の研究・開発 (CADMAS-SURF), 沿岸技術ライブラリー No.12.
- 財団法人 沿岸技術研究センター(2008): 沿岸技術ライブラリー No.30 CADMAS-SURF 実務計算事例集～数値波動水槽の耐波設計への適用に関する研究会中間報告書～, p.368.
- 財団法人 沿岸技術研究センター(2010): 沿岸技術ライブラリー No.39 CADMAS-SURF/3D 数値波動水槽の研究・開発, pp.7-13.
- 榊山勉・阿部宣行・鹿島遼一(1990): ポーラスモデルによる透過性構造物周辺の非線型波動解析, 海岸工学論文集, 第 37 巻, pp.554-558.
- 榊山勉(2003): 数値波動水路(CADMAS-SURF)の適用性, 水工学に関する夏期研修会講義集, 水工学シリーズ 03-B-4.
- 坂本佳子・原田隆典・川崎浩司・青木伸一・荒木進歩・本橋英樹・野中哲也(2014): I 桁橋津波数値解析における実験による検証と周辺地形による 3 次元的影响の検討, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), vol.70, No.2, pp.866-870.

- 高畠知行・織田幸伸・伊藤一教・本田隆英(2015) : 津波来襲時に取放水路天端に作用する圧力評価手法の研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.71, pp.259-264.
- 田才福造(1959) : 船の上下動揺並びに縦動揺に於ける減衰力の及び附加質量について, 造船協会論文集, 第 105 号, pp.47-56.
- 田才福造(1960) : Plunger type 造波機 の特性, 九大応用力学研究所所報, 第 15 号, pp.73-78.
- 土木学会(2012) : コンクリート標準示方書設計編, pp.34-39.
- 長山昭夫・犬飼直之・松島康太・浅野敏之(2016) : OpenFOAM を利用した新潟県上下浜水難事故時の遡上域における流れ場の検討, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.72, pp.73-78.
- 野中哲也・本橋英樹・原田隆典・坂本佳子・菅付紘一・宇佐美勉 (2012) : 津波波源から橋梁までの全体計津波再現解析, 第 15 回性能に基づく橋梁などの耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.25-32.
- 野中哲也, 吉野廣一(2010) : ファイバーモデルによる弾塑性有限変位解析, 丸善
- 日本港湾協会(2009) : 国土交通省港湾局「港湾の施設の技術上の基準・同解説」, p.171.
- 日本道路協会(2012) : 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, pp.179-185.
- ファンバンフック・長谷部雅伸・高橋郁夫(2012) : VOF 法を用いた 3 次元津波解析に関する研究, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol.68, pp.71-75.
- 古谷宏一, 横田弘, 橋本勝文(2012) : 無筋コンクリート海岸構造物のひび割れ幅に基づく新しい劣化度判定基準の提案, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), vol.68, No.2, pp.360-365.
- 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博 (1997) : 液状化による構造物被害予測プログラム F L I P において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869
- C.W.Hirt and B.D.Nichols(1981) : Volume of Fluid(VOF) Method for the Dynamics of Free Boundaries , Journal of Computational Physics, Vol.39, pp.201-225.
- Denis Gueyffier, Jie Li, Ali Nadim, Ruben Scardovelli and Stephane Zaleski(1999) : Volume-of-Fluid interface Tracking with Smoothed Surface Stress Methods for Three-Dimensional Flows, Journal of Computational Physics, Vol.152, pp.423-456.

- Eric.Cruz, 横木裕宗, 磯部雅彦, 渡辺晃(1993) : 非線形波動方程式に対する無反射境界条件について, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp.46-50
- Gotoh, H. and Sakai T. (1999): Lagrangian simulation of breaking waves using particle method, Coastal Engineering Journal, Vol.41, pp.303-326.
- Higuera, P., J.L. Lara and I.J. Losada (2013a) : Realistic wave generation and active wave absorption for Navier-Stokes models Application to OpenFOAM, Coastal Engineering, Vol.71, pp.102-118.
- Higuera, P., J.L. Lara and I.J. Losada (2013b) : Simulating coastal engineering process with OpenFOAM, Coastal Engineering, Vol.71, pp.119-134.
- Higuera, P., J.L. Lara and I.J. Losada (2014) : Three dimensional interaction of waves and porous coastal structures using OpenFOAM, PartI : Formulation and validation, Coastal Engineering, Vol.83, pp.1243-258.
- Higuera, P., I.J. Losada and J.L. Lara (2015) : Three dimensional numerical wave generation with moving boundary, Coastal Engineering, Vol.101, pp.35-47.
- Issa R. I. (1985) : Solution of the implicitly discretized fluid flow equations by operator splitting, Journal of Computational Physics, Vol.62, pp.40-65.
- Jacobsen, N.G., M.R.A van Gent and G. Wolters (2015) : Numerical analysis of the interaction of irregular waves with two dimensional permeable coastal structures, Coastal Engineering, Vol. 102, pp. 13-29.
- Khayyer A. and H. Gotoh (2016): A multiphase compressible – incompressible particle method for water slamming, Inter. Jour. of Offshore and Polar Engineering, Vol.26, No.1, pp.20-25.
- Kleefsman, K. M. T., T. Fekken, G. Veldman., A.E.P. Iwanowski and B. Buchnar(2005) : A volume-of-fluid based simulation method for wave impact problems, J. Computational Physics, Vol.206, Issue 1, pp.363-393.
- Mei, C.C., M. Stiassnie and D.K.P. Yue (2005): Theory and applications of ocean surface waves, Part1: Linear Aspects, World Scientific Pub. Ltd., 506p.Chapt.8, pp.337-454.

- OpenFOAM Foundation : OpenFOAM User Guide,
<http://www.openfoam.org/docs/user/>, 参照 2015-03-10.
- Patankar, S.V. and D. B. Spalding (1972) : A calculation procedure for heat, mass and momentum transfer in three dimensional parabolic flows, *Inter. J. Heat Mass Transfer*, Vol.15, pp.1787-1806.
- Porter, W.P.(1966): Added mass, damping and wave ratio coefficients for heaving ship-like cylinders, *Journal of Ship Research*, pp.223-241.
- Seiffert, B., M.Hayatdavoodi and R.C. Ertekin (2014) : Experiments and computations of solitary-wave forces on a coastal-bridge deck., PartI : Flat Plate, *Coastal Engineering*, Vol.88, pp.194-209.
- Shao S. (2010) : Incompressible SPH flow model for water interactions with porous media, *Coastal Engineering*, Vol.57, pp.304-316.
- Weller, H.G. (2002) : Derivation, modelling and solution of the conditionally averaged two-phase flow equations, Technical Report, TR/HGW/02, Navia Ltd.

謝辞

社会人博士後期課程という環境において会社での日常業務と並行して研究を進めるにあたり、終始一貫して懇切丁寧なご指導を賜りました鹿児島大学学術研究院理工学域工学系 浅野敏之教授に深く感謝の意を表します。

また、研究の過程の中で鹿児島大学学術研究院理工学域工学系 山城徹教授、柿沼太郎准教授には、暖かいご助言やご指導を頂き、深く感謝いたします。

本研究は、私が鹿児島大学を卒業後、株式会社エコーにおいて港湾・海岸施設の設計業務に従事しながら、疑問に思っていたこと、解決出来ないかと考えてきたことを、大学院での研究という形でとりまとめたものです。このような機会を与えて頂きました、株式会社エコー代表取締役社長伊坂充氏をはじめ、社員の皆様に深く感謝いたします。特に、柴木秀之氏、小野信幸氏には、本研究において様々なご助言、ご協力を頂きました。

津波造波装置による水理模型実験にあたっては、鹿児島大学大学院理工学研究科技術部専任専門技術職員 種田哲也氏、井崎丈氏にご協力を頂きました。数値波動水路の解析にあたっては、鹿児島大学学術研究院理工学研究科 長山昭夫助教にご助言とご協力を頂きました。また、鹿児島大学の学生諸氏にも多くの支援を頂きました。海岸護岸への CADMAS-SURF の適用事例について、九州共立大学 小島治幸名誉教授にご協力を頂くとともに、本研究の全般にわたってご助言を賜りました。OpneFOAM による防潮堤への津波作用の解析にあたっては、名古屋工業大学大学院社会工学専攻 野中哲也教授、(株)地震工学研究開発センター坂本佳子氏に多大なご協力を頂きました。

本論文の取りまとめに際し、ここに記した皆様に感謝の意を表します。